



TITLE:

ダム貯水池流砂技術の堆砂対策への適用に関する研究(  
Dissertation\_全文)

AUTHOR(S):

岡野, 眞久

---

CITATION:

岡野, 眞久. ダム貯水池流砂技術の堆砂対策への適用に関する研究. 京都大学, 2006, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2006-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.r11777>

RIGHT:

ダム貯水池流砂技術の  
堆砂対策への適用に関する研究

2005年

岡 野 眞 久

## 論文要旨

# ダム貯水池流砂技術の堆砂対策への適用に関する研究

岡 野 眞 久

本論文は、ダム貯水池の堆砂対策の進展に資するため、流入する土砂の各粒径集団に応じ、ダム貯水池から土砂を下流河川に流す技術（以下、ダム貯水池流砂技術という．）を堆砂対策へ適用する研究をまとめたものである．

## 1. 貯水池堆砂対策の必要性とダム貯水池流砂技術の開発

第1章は序論であり、研究の背景と目的を述べている．

ダム貯水池を持続させることのみならず、河川における流砂の連続性を少しでも確保していくために、ダム貯水池流砂技術に基づく貯水池堆砂対策（以下、貯水池土砂管理という．）の進展が求められている．

近年、わが国にもフラッシング排砂と土砂バイパスが実現された．しかし、それらは年数十万  $\text{m}^3$  という大量の対象土砂量の場合に優位な方法であり、それらの適用のケースは限られている．多くのダム貯水池では、より小さい規模の土砂量を対象とし、実用的で効率のよい貯水池流砂技術を必要としている．

貯水池流砂技術が広く使われるためには、低コストで環境負荷の制御がしやすく、多くのダムに適用できる手法の開発が必要である．このような観点から、「貯水位を下げずに、流水が持つ自然のエネルギーにより、洪水時に下流河川に土砂を流す方式で、貯水池堆砂の状況に応じて流砂の設備を段階的に拡充できる手法」に本研究の焦点をあてる．

## 2. 堆砂量管理から粒径集団別土砂管理への展開

第2章では、「粒径集団別土砂管理」の枠組みを提示した．

それに先立ち、まず、わが国の多くのダムで採られている基本堆砂対策は計画堆砂容量の設定と堆砂量のモニタリングであること及びそれらがどのような経緯を経て基本対策となったかを明らかにした．その上で堆砂量の計画見通しと堆砂実績との乖離が大きい 10 のダム貯水池におけ

るその乖離の原因分析結果と天竜川水系美和ダム再開発事業の堆砂対策計画などを参考に、流入土砂量に基づく流す貯水池土砂管理が必要であることを指摘した。これらの例から貯水池内の流動特性に応じて流入土砂を2ないし3の粒径集団に分け、各粒径集団別に貯水池流砂技術を適用していく「粒径集団別土砂管理」を提案した。

ここでは3つの粒径集団を、貯水池で全量が捕捉される相対的に粗い「粗粒土砂」、一部は通過し残る部分が捕捉される相対的に微細な「微細粒土砂」、さらに、これらの中間の粒径で、貯水池に捕捉されるが、通常の貯水位運用により容易に移動する「細粒土砂」としている。そして各粒径集団に応じた、次の貯水池流砂技術の組み合わせが、堆積、流下、通過を制御する粒径集団別土砂管理に適用されると仮定した。

- ①粗粒土砂は貯砂ダムを設置し、掘削・搬出し、「有効利用」から「下流河川還元」へ展開する。
- ②細粒土砂の対策には「浚渫」ばかりでなく、「水圧吸引土砂排除システム」も含めて下流河川への排出を図る。
- ③微細粒土砂は「低位洪水吐」により洪水流とともに通過させる。操作方法を検討し「濁水密度流排出」に展開を図る。

一方、流砂系の連続性の確保並びに下流河川および海岸の環境保全に配慮する流砂の管理の立場からは、これら粒径集団別に流す土砂量の目標の設定とその対策手法の確立が必要である。

しかし、早急な対策が必要とされているため、貯水池で捕捉される土砂の一部を流砂捕捉の影響緩和措置として実際にダムから下流へ流しつつ、貯水池流砂技術の研究開発を進めていくべきである。その基本的な考え方として、堆積後なるべく期間を置かず、自然の流出に近い形態で出水とともに流すこと及び流す土砂による影響をあらかじめ想定し、「試験しながらモニタリングし、検証し、流砂技術の発展につなげる」順応的管理を取り入れることを提示した。

そしてこれら3つの粒径集団に対応する流砂技術の実践的な適用と展望について、それぞれ第3章、第4章および第5章で論じ、その成果を述べている。

### 3. 粗粒土砂の貯水池堆砂形態とその掘削・搬出・ダム下流河川還元による管理

第3章では、河床に粗粒土砂が多くを占める貯水池上流端部における土砂管理をテーマにした。天竜川佐久間ダム（電源開発㈱、1956年竣工）を事例にして、粗粒土砂の堆積挙動とその掘削・浚渫及びダム下流河川土砂還元による管理手法について議論された。

粗粒土砂は通常の貯水位操作では容易に流れない。貯砂ダム等により捕捉し、効率的に掘削・搬出し、下流河川に流下させる以外に方法はない。「ダム下流河川還元」とは貯水池堆積土砂を掘削・搬出し、ダム下流河道に仮置きし、これを出水時に自然の洪水により流下させる方法であり、還元する土砂量とその粒径及び還元位置を河川に応じて選択できる。

本研究では貯水池上流部の堆砂の搬出による河床高の変化を一次元河床変動計算により推算し、河床上昇を抑制するのに効果的な堆砂の掘削位置、掘削量及び粒径を設定する方法を提示し、また、その土砂を還元する場合の還元位置、還元土砂量及びその粒径による下流区間の河床高の変化を一次元河床変動計算により推算することにより還元受け入れ量を算定する方法を提案した。

その方法に基づき天竜川佐久間ダム貯水池上流部で毎年10万m<sup>3</sup>程度を掘削・搬出し、秋葉ダムと船明ダム下流部の天竜川に還元する推算例を示した。



天竜川における土砂供給試験では、秋葉ダム直下流河川を中心に各種環境調査が試みられたが、還元土砂量が佐久間ダムの平均年堆砂量の1～2%程度と限定されたものであり、毎年の洪水による河川環境への影響が極めて大きいと見られる中では、その影響と効果の抽出及び評価は困難であった。河床変動にしても数十年間の出水等による自然の変動の結果とそれに追加して土砂還元が行なわれた結果が計算上の差としてようやく認識され評価されることになる。

今後とも引き続き還元試験が継続され、それが順応的管理として位置づけられることが期待される。その際、ダムから河川を通じて海岸に至る流域関係者が開かれた場で情報を共有しつつ河川還元の影響・効果を確認していくことが社会的な認知を受けるために不可欠なプロセスである。

#### 4. ゆるい堆積細粒土砂の水圧吸引土砂排除システムによる排砂

第4章では、貯水池内で沈降後、貯水池内下流部に再移動した又は集められたゆるい細粒土砂を主に排出する手法に焦点をあてた。この手法は、現在、浚渫により平常時に排出されているが、「水圧吸引土砂排除システム」などを活用して洪水時に排出する方法へ発展させるとの考えに立ち、その実用化のための基礎的研究を進めた。水圧吸引土砂排除システムとはダム貯水位と下流放流地点の水位差を利用して主として管路流れにより堆砂をダム下流に流す技術である。

まず、水圧吸引土砂排除システムに関するこれまでの研究を概観した。

次に、ある程度濃度が高い土砂混合管路流の水理特性を表現する定常一次元管路流水理モデルを、吸砂口から流入する流れが管路流に合流して生ずる損失と土砂混合流による管路摩擦係数の増加を計上して組み立てた。その後、管路底部にいくつかの吸砂口をもつ固定式排砂管（「マルチホールサクション排砂管」と呼ぶ。）の排砂模型実験によりその吸砂、流送特性を調べ、上記の水理モデルを用いてそれらの水理特性の説明を試みた。

それらによれば次の事項が明らかになった。

- ①組み立てた定常一次元水理モデルにより、排砂管内の流送現象をいくつかの定常状態の解により説明できた。また、本モデルにより吸引可能な範囲を示す有効管長について説明できた。
- ②排砂管上流端から注水し管内流速を大きくし、管内濃度を低下させる方法は、有効管長の延長、管内の閉塞回避に有効である。
- ③吸砂口の開閉により吸入有効範囲を排砂管に沿って移動することが可能である。
- ④排砂管の吸砂機能は吸砂口周辺の土砂の状態により大きく変化する。

本システムが運転されるのは洪水流が洪水吐から放流されている時であり、その放流水によりSS濃度を希釈制御しつつ運転することになる。排出対象の細粒土砂が洪水により河道をほとんど通過するとすれば、河川環境上の問題の主要部分は水質（DO、SS濃度等）になろう。

また、今後の課題として、集砂システム、対象とする堆積土砂の適用範囲、放流部の水質観測と水質制御システム等を示した。

#### 5. 微細粒土砂の貯水池内における挙動とその通過促進

この章では流入、堆積土砂量の大半を占める微細粒土砂の貯水池内挙動とその通過促進手法について検討を進めた。

微細粒土砂の貯水池内挙動に関しては、天竜川水系美和ダムを対象に貯水池鉛直二次元流動モ

デルを適用し、微細粒土砂の貯水池通過を促進し、捕捉率を低下させる対策を検討した。その結果、貯水位を低下させずに、洪水放流設備を低位標高に設置するだけでは捕捉率を大幅に低下させることはできないが、低位標高の洪水放流設備から高濃度 SS を放流でき、微細粒土砂の通過をある程度促進できることを示した。

そしてダム竣工直後から低位標高洪水吐を運用し、貯水池内に発生する濁水密度流の把握と濁質流を効果的に排出するための操作手法の確立が重要であることを指摘した。新設ダムでは洪水吐を可能な限り低位に設け、ダム竣工直後からなるべく頻繁に運用することが堰堤直上流の密度流堆積層部分の堆砂の進行を遅らせることになる。

堆砂の進行がより著しい場合には、貯水位を一部低下させて土砂を通過させる土砂スルーシングあるいは土砂バイパスなどの土砂ルーティング技術を適用することが必要となる。この章では諸外国における土砂ルーティングの事例を概観するとともに、わが国で行なわれている土砂ルーティングの事例、特に元河床高に洪水放流設備を設置した洪水調節専用ダムで土砂をスルーシングさせる計画などを概説した。

この方式の洪水調節専用ダムと河道外貯留方式の利水ダムを合わせて仮の分離した多目的ダムとし、通常の多目的ダムと、建設費と堆砂対策を含む維持費を合わせた長期間の費用の観点から比較した。流出土砂がある程度多い本川ダムで 200 年以上の長期的利用を想定すれば、分離した多目的ダム方式の方がより有利であることが指摘できる。

土砂ルーティングは河川の特성에応じた自然の土砂流送形態をある程度保つことができ、また、土砂の輸送のために洪水中に多くの水が流されることから、下流河川の流況はより自然の流況に近い状態となる。これらの点から、土砂ルーティングはダムの下流河川環境への影響を低減し、または回復する効果を有する最も環境の負担の小さい土砂管理手法であろう。

## 6. 結論

これからのダム堆砂対策は土砂を下流に流す貯水池土砂管理に発展していく必要がある。

そのためにダム貯水池流入土砂をいくつかの粒径集団に分け、各粒径集団別に貯水池流砂技術を適用し、状況の変化によりそれらの対策を段階的に拡充していく「粒径集団別貯水池土砂管理」の基本的な考え方を提示した。

主として水位を低下させないで行なう事例として以下の方策を挙げ、それらの実用性についての見通しと課題を得ることができた。

- ①粗粒土砂に対しては現状の有効活用のみの方策からダム下流河川に還元する方式に展開する。
  - ②細粒土砂への対策は堆砂が集る、もしくは集められる箇所を対象に水圧吸引土砂排除システムなどによって排出する。状況の変化により部分区間バイパスなどへの展開を検討する。
  - ③微細粒土砂はダム竣工直後より低位洪水吐により洪水流とともに排出する。操作方法を検討し濁水密度流排出につなげる。状況の変化により水位を一部下げるスルーシングへ展開する。
- なお、これらの流砂に伴う河川環境への影響・効果については、関係者に開かれた場で、予測し、試験と監視によって検証し、流砂技術の発展を遂げるという順応的管理を取り入れていく。

# An Application of Reservoir Sediment Discharge Technology to Reservoir Sedimentation Management

Masahisa Okano

## –Summary–

This thesis consists of research into an application of technology on sediment discharge from reservoir to the downstream river below the dam, which is named ‘reservoir sediment discharge technology’, concerned with a wide range of sediment grain-size groupings to the field of reservoir sedimentation management.

### 1. Demand for Reservoir Sedimentation Management and Development of Reservoir Sediment Discharge Technology

Chapter 1 introduces the background and the purpose of this study.

There is a demand for the realization of reservoir sedimentation management based on reservoir sediment discharge technology, not only to sustain dam reservoirs but also to preserve, as far as possible, the continuity of sediment transport in the lower reaches of a river from a dam. That is named ‘reservoir sediment management.’

Recently, sediment flushing and sediment bypassing technologies have been realized in Japan. However, there has been only a limited application of these technologies, because they are considered the predominant methods in those few cases where there is a production of large quantities of sediment, i.e. greater than 100 thousand m<sup>3</sup> a year. For many other reservoirs, more practical and efficient methods are needed to discharge sediment on a smaller scale.

In order to encourage the broad use of reservoir sediment discharge technology, there is a demand for a cost effective technology that can be applied to many dams and that also facilitates control of the environment load. From this viewpoint, our research has concentrated on methods of discharging sediment to the downstream river during times of flooding that make use of the natural energy of the river flow, that avoid lowering the reservoir water level, and the sediment discharging equipment can be expanded gradually corresponding to the existing situation in reservoir sedimentation.

### 2. New Approach to Sediment Management based on the Behavior of Grain Size

Chapter 2 presents an outline of reservoir sediment management based on grain size range.

This chapter first shows basic sedimentation countermeasures adopted at many dams in Japan are setting design sedimentation capacity and monitoring the sedimentation, and throws light on how these became the basic countermeasures.

Next, the point is raised that there is a demand for reservoir sediment management based on the amount of sediment inflow, referring to an analysis of the wide discrepancy between sedimentation plans and actual results in ten dam reservoirs, and a sedimentation countermeasure plan for the re-development project of the Miwa dam is presented. From these examples, the author proposes that reservoir sediment management should be based on the behavior of grain size, by dividing reservoir sediment into a range of two or three grain-sizes groupings depending on their flow characteristics inside the reservoir, and by applying sediment discharge technology appropriately to each grain size range.

Here, three grain-sizes groupings consist of: ‘coarse sediment,’ i.e. sediment of a size that becomes trapped in the reservoir; ‘very fine sediment,’ some of which passes through the reservoir; and, ‘fine sediment,’ of an intermediate size, that lodges in the reservoir, and that can be removed easily by standard dam reservoir operations including water level changes. The author assumes that the next combination of three sediment discharge technologies corresponding to the range of these three grain sizes is applied to reservoir sediment management.

- 1) The countermeasure for coarse sediment should be expanded from use just in application as construction materials to use in replenishing the lower reaches of the river below the dam.
- 2) The countermeasures for the fine sediment that accumulates at some points in the reservoir should include not only dredging but also hydro-suction sediment removal systems.
- 3) Very fine sediment should be discharged by flood discharge from flood control gates that are installed at a lower level, and an operating technique developed to vent turbid density currents.

Moreover, the author suggests that it is necessary to set concrete goals for the discharge of sediment of each grain size, and to establish methods for doing this, from the standpoint of reservoir sedimentation management, taking into due consideration conservation of the continuity of sediment transport and environment preservation in the lower river reaches and the coastal area. This matter requires immediate resolution, and so, research and development of the technology for reservoir sediment discharge should be promoted by the practical means of discharging a certain amount of the sediment from reservoirs, as a method of mitigating the influence of the trapping sediment in the reservoir down on the lower reaches.

The author would like to propose a basic policy and concept for the management of this development. Sediment should be discharged by nearly replicating the natural sediment outflow during times of flooding, as soon as possible after deposition. The influence of discharging the sediment should be estimated prior to commencement of operations, and

inspections and monitoring should be carried out during the process, thus leading to the development of an appropriate sediment discharge technology.

The details of sediment discharge technology corresponding to the range of three grain sizes of sediment, its practical application and results are discussed in Chapters 3, 4 and 5.

### 3. Coarse Sediment Excavation Management in the Reservoir and Sediment Replenishment for the Downstream River

Chapter 3 discusses sediment management in the upper part of reservoir where coarse sediment mainly concerns the riverbed. In this, the following are discussed; the behavior of coarse sediment in such areas and methods of sediment control using excavation or dredging, its transportation and use in replenishing the downstream rivers as in the case of the Sakuma Dam reservoir (completed by Electric Power Development Ltd. in 1956) in the Tenryu River.

Coarse sediment does not flow easily as a result of standard reservoir water level operations, it must be trapped in a check dam, then excavated and removed. 'Sediment replenishment' is carried out by excavating some of the coarse sediment deposited in reservoirs, transporting it in trucks and depositing it on the riverbed downstream of the dam, where the natural flow of floodwater will cause it to erode and discharge into the downstream river. This way, the quantity and quality of sediment can be selected and an appropriate point of the river for the sediment replenishment chosen with some freedom based on the conditions of the each river.

In this study, the changes in the riverbed brought about by excavating sediment from the upper part of the reservoir have been calculated using a one dimensional numerical simulation model. This shows the most effective method of calculating the amount to excavate, the appropriate grain size and the area to excavate, taking into account the necessity of controlling the rise in the riverbed. This method calculates the quantity and distribution of grain size, and discovers a method of locating an area for sediment replenishment that would be acceptable in the downstream river.

Based on the above, some examples of calculation are given in which 100,000m<sup>3</sup>/year sediment is excavated from the upper part of the Sakuma Dam reservoir in the Tenryu River and used to replenish the Tenryu River downstream of the Akiba and the Funagira Dams.

Various attempts have been made to investigate 'examinations of the sediment supply' in the Tenryu River, to clarify the influence and effects of 'sediment replenishment' mainly on the area immediately downstream from the Akiba Dam. But there have been difficulties with these investigations, since the amount of the replenishment sediment was limited to 1-2% of the average annual sedimentation volume of the Sakuma dam, and it was thought that the environmental impact due to annual flooding was extremely large. It will become possible to recognize and evaluate the influence and effects of sediment replenishment as the difference

of the changes in the riverbed due to natural floods calculated over several decades, both with and without sediment replenishment.

It is hoped that sediment replenishment will be monitored continuously and be taken as an adaptive method of management in the future. In order to receive broad acceptance in society, it is vital that those involved in the project through the river system from the dam to the coastal area share the necessary information, and that the influence and effects of sediment replenishment be confirmed.

#### 4. Loose Fine Sediment Discharge by using Hydro-suction Sediment Removal System

Chapter 4 concentrates on the discussion of a method for discharging loose fine sediment that accumulates in the downstream area of the reservoir. This method is based on the concept that ‘the hydro-suction sediment removal systems’ that can be also operated during times of flooding should be developed to replace in part the conventional dredging methods that can be operated during ordinary times. Also presented here is a basic study for the practical use of such systems. The hydro-suction sediment removal system mainly uses pipe flow to discharge sediment to the river downstream of the dam, making use of the water head difference between the reservoir and the downstream discharge point.

Past research related to these systems is reviewed, and a one-dimensional steady state numerical model presented to explain the hydrodynamic characteristics of suspended pipe flow, accounting for pressure loss due to inflow from the suction points and the increase of friction due to suspended sediment. Some experimental studies are introduced that investigate the actual hydrodynamic characteristics of a fixed sediment discharge pipe with apertures (hereafter referred to as a ‘Multi-Hole Suction Pipe,’ or MHSP) and its hydrodynamic characteristics are examined using a numerical model.

Accordingly, the following items are clarified.

1) The improved numerical model reasonably explains the time-varying features of the suction processes as steady state solutions. It also explains the hydrodynamic characteristics of the MHSP such as the effective length of the pipe, which accommodates sediment transport without blocking the pipe.

2) The method of increasing the velocity of the pipe flow and of lowering the density of the pipe flow by pouring water from the upstream edge of the pipe is effective in that it avoids the pipe becoming clogged with sediment and extends the effective length of the pipe.

3) It is possible to move the effective suction range along the pipe by opening or shutting the apertures in the pipe.

4) The sediment suction function of these pipes changes widely due to the conditions of sediment around the apertures in the pipe.

This system works when flood flow is discharged from the flood control gates. The system should be driven by controlling the SS concentration by diluting it with floodwater. If it is considered that most ‘fine grain sediment’ will pass through the river channel with the flood flows, the main problem in the river environment will become water quality (DO, SS concentration, etc.).

Finally, some of the subjects to be dealt with in the future are described, such as the development of systems to collect sediment deposited broadly in the reservoir, a clarification of application range with regard to sediment characteristics, and monitoring and control systems of water quality.

## 5. Behavior of Very Fine Sediment in Reservoirs and Measures to Ease Passage

Chapter 5 presents a discussion on the behavior of very fine sediment that occupies the greater part of reservoir sedimentation and presents measures to ease its passage through the reservoir.

The behavior of very fine sediment in the reservoir is analyzed using a vertical two-dimensional reservoir flow model applied to the Miwa dam in the Tenryu river system. Based on these results, some measures to ease the passage of very fine sediment through the reservoir and to lower the trap tendency are discussed. Whereas there is some possibility of discharging a higher concentration of SS from the flood control gates installed at a low elevation, and of easing the passage of very fine sediment through the reservoir; it is not possible to lower the trap tendency to any great extent by merely setting the flood control gates low enough without drawing down the reservoir water level.

Also pointed out is the importance of observing ‘turbid density currents’ that appear in the reservoir and of establishing operational technique to vent turbidity currents effectively using the low level flood control gates. At present, it may be possible to delay the progress of sedimentation with the installation of flood control gates at as low a level as possible, and by operating them as frequently as possible immediately after completion of the dam.

Where the progress of sedimentation is more noticeable, it will become necessary to apply ‘sediment routing’ techniques, such as sediment sluicing that eases the passage of sediment with a partial drawdown of the reservoir water level or a sediment bypass.

This chapter provides an overview of some examples of sediment routing in various countries and a brief description of some examples in Japan, notably a plan for sediment pass-through with a complete drawdown at a dam only for flood control with flood control gates installed at an elevation that is mostly equal to the former riverbed elevation.

In this study, this type of dam — only for flood control — and off-stream reservoirs are considered to be a provisional separated multipurpose dam, and is compared with standard multipurpose dams from the viewpoint of long term costs including construction and the

sedimentation maintenance. It should be indicated that a separated multipurpose dam is superior to an ordinary multipurpose dam in situations where the main stream contains large amounts of sediment and the dam is to be used for more than 200 years.

Sediment routing partially preserves the natural sediment-transport characteristics of the river, and produces a flow downstream from the dam that is close to a natural state, releasing a significant amount of water to transport sediment during floods.

As such, sediment routing may be the most environmentally friendly sediment management strategy.

## 6. Conclusion

In the future, reservoir sedimentation management should be developed from the point of view of discharging sediment.

In order to achieve this, the author proposes a basic idea for 'reservoir sediment management based on grain size range,' in that reservoir sediment should be classified into a range of grain sizes, that sediment discharge technologies should be applied for each size respectively, and that these countermeasures should be gradually expanded according as circumstances allow.

As a measure that avoids lowering the water level of the reservoir, the following schemes are proposed, their practicality and several possible problems with their implementation are mentioned.

- 1) The countermeasure for coarse sediment should be expanded from use just in application as construction materials but to use also in replenishing the lower reaches of the river, below the dam.

- 2) The countermeasures for the fine sediment that accumulates at some points in the reservoir should include hydro-suction sediment removal systems. According to circumstances, the sediment should be passed through the dam by setting a partial section bypass under partial drawdown.

- 3) Immediately following dam completion, very fine sediment should be discharged by flood discharge from flood control gates that are installed at a lower level, and an operating technique developed to discharge it with a turbid density current. According to circumstances, this should be passed through by sediment sluicing under partial drawdown.

Additionally, the concept of adoptive method of management proposed in this study would be that the influences and effects of discharging sediment would be estimated prior to the operation and that inspections and monitoring activities would be carried out in public view of stakeholders, leading to the development of a sediment discharge technology.



## 目 次

第1章 序論ー研究の背景と目的ー	1
1.1 はじめに	1
1.2 持続的な貯水池利用	2
1.2.1 現代日本社会を支えるダム群の歴史的な構成	2
1.2.2 ダム群の持続的な機能維持の必要性	4
1.3 持続的な貯水池利用の最大の障害となる堆砂	5
1.3.1 ダムの環境問題とその解決のための技術の進展	5
1.3.2 ダム貯水池堆砂問題と流砂系の連続性に関する課題	7
1.4 堆砂対策の課題と本研究の目的	8
1.4.1 堆砂対策の現状と課題	8
1.4.2 堆砂対策技術の展開の方向ー本研究の目的ー	10
1.5 本論文の構成と概要	12
参考文献	12
第2章 堆砂量管理から粒径集団別土砂管理への展開	15
2.1 序説	15
2.2 堆砂対策としての計画堆砂容量設定	16
2.2.1 ため池管理の歴史から見た堆砂対策	16
2.2.2 計画堆砂容量設定へ至る経緯	17
2.2.3 堆砂量の推定方法	19
2.3 ダム貯水池堆砂量モニタリング手法と堆砂の動向	21
2.3.1 堆砂量モニタリングの導入とその手法	21
2.3.2 堆砂進行の状況	23
2.3.3 堆砂実績と計画見通しとの乖離の主な原因とその対策	25
2.4 美和ダム再開発事業における貯水池土砂管理計画の事例	27
2.4.1 天竜川水系の概要と美和ダム貯水池堆砂状況	27
2.4.2 流入土砂量の推算	31
2.4.3 流入土砂量の確率評価と計画流入土砂量	32
2.4.4 美和ダム再開発事業計画における計画土砂収支	35
2.5 粒径集団別流入土砂量に基づくこれからの貯水池土砂管理計画	35
2.5.1 粒径集団別貯水池捕捉特性に基づく流入土砂量の推算	35
2.5.2 残流域など堆砂実績がない場合の流出土砂量の推算	37
2.5.3 ダム貯水池土砂管理計画基本量の設定	39
2.5.4 粒径集団別土砂管理の提案ーダム貯水池流砂技術の適用と段階的展開ー	40
2.5.5 貯水池土砂管理に伴うダム下流河川の土砂環境の問題	42

2.6 結語 .....	43
参考文献 .....	44
第3章 粗粒土砂の貯水池堆砂形態とその掘削・搬出・ダム下流河川還元による管理 .....	47
3.1 序説 .....	47
3.2 貯水池堆砂の形態とダム下流河床の変動 .....	48
3.2.1 貯水池堆砂の形態 .....	48
3.2.2 ダム下流河床の変動 .....	53
3.2.3 貯水池堆砂形状変化とダム下流河床変動の推算 .....	57
3.3 貯水池堆砂管理方策としての堆砂の掘削・浚渫とその搬出 .....	61
3.3.1 全国の状況 .....	61
3.3.2 佐久間ダム貯水池でのこれまでの対応 .....	63
3.3.3 佐久間ダム貯水池からの必要追加搬出量の推算 .....	66
3.4 ダム下流河川土砂還元 .....	68
3.4.1 下流河川土砂還元試験の方法 .....	68
3.4.2 秋葉ダム下流河道への土砂還元による河床変動の推算 .....	73
3.4.3 天竜川土砂供給試験の実施とこれまでの結果 .....	77
3.5 下流河川土砂還元の課題 .....	79
3.6 結語 .....	80
参考文献 .....	81
第4章 ゆるい堆積細粒土砂の水圧吸引土砂排除システムによる排出 .....	85
4.1 序説 .....	85
4.2 水圧吸引土砂排除システムに関する従来の研究とその技術の特徴 .....	86
4.2.1 水圧吸引土砂排除システムの構成と機能 .....	86
4.2.2 移動式 .....	87
4.2.3 固定式 .....	89
4.2.4 半固定式 .....	91
4.3 水圧吸引土砂排除システムの土砂水理モデル .....	91
4.3.1 基本水理モデルとしての1次元定常管路水理モデル .....	91
4.3.2 土砂流送機能のモデル化 .....	93
4.3.3 吸入流に対する堆積土砂の挙動 .....	95
4.3.4 システム全体の土砂水理モデル .....	97
4.4 広いエリアの土砂を吸引するための技術 .....	99
4.4.1 吸引口に土砂を移動させる技術 .....	99
4.4.2 吸引口を移動させる技術 .....	101

4.5 排砂模型実験によるマルチホールサクション排砂管の吸引・流送特性の確認 .....	102
4.5.1 吸引・流送実験設備の概要と実験結果 .....	102
4.5.2 実験による排砂過程と水理モデルによる説明 .....	106
4.6 マルチホールサクション排砂管の設計についての考察 .....	109
4.6.1 設計の条件 .....	109
4.6.2 水理モデルによる解析に基づく設計の考え方 .....	110
4.7 マルチホールサクション排砂管実用化の課題 .....	113
4.7.1 排砂システム各機能の分析と高度化 .....	113
4.7.2 放流水質の制御と下流河川環境 .....	114
4.8 結語 .....	116
参考文献 .....	117
 第5章 微細粒土砂の貯水池内における挙動とその通過促進 .....	119
5.1 序説 .....	119
5.2 微細粒土砂の流砂系における流動特性 .....	120
5.2.1 貯水池への流入特性 .....	120
5.2.2 貯水池での挙動 .....	121
5.2.3 ダム下流河川と海岸における状態 .....	124
5.3 微細粒土砂の貯水池内での移動特性の数値モデルによる検討 .....	124
5.3.1 モデルの設定と検証 .....	124
5.3.2 数値モデルによる微細粒土砂の貯水池挙動分析 .....	128
5.4 微細粒土砂に対する通過促進方策 .....	131
5.4.1 微細粒土砂の捕捉率の要因分析 .....	131
5.4.2 これまでの取り組みと今後の課題 .....	132
5.5 土砂ルーティングによる通過促進 .....	137
5.5.1 土砂ルーティングの概念と海外での取り組み .....	137
5.5.2 わが国の土砂ルーティングの事例 .....	138
5.5.3 多目的ダムの土砂ルーティングによる堆砂対策の方向 .....	142
5.5.4 堆砂対策から見たダム事業のライフサイクルコスト比較 .....	147
5.5.5 土砂ルーティングと下流河川環境 .....	152
5.6 結語 .....	152
参考文献 .....	154
 第6章 結論 .....	157
 謝辞 .....	165

## 第1章 序論—研究の背景と目的—

### 1.1 はじめに

われわれ人類は川と様々にかかわって生活をしてきた。その中で河川水を貯留することができるダム技術を手にしたことは、高度な水利用および効果的な洪水対策を行うという面で画期的なことであった。ところが、水を貯める目的で造ったダムではあるが、その貯水池には水ばかりでなく土砂も貯まる。

わが国の河川に大規模貯水ダムが本格的に築造されるようになって約四半世紀が経過した1951年には中谷宇吉郎（物理学者、当時の北海道大学教授理学博士）が文芸春秋に論説「ダムの埋没—これは日本の埋没にも成り得る—」を発表<sup>1)</sup>してダム貯水池堆砂の進行を警告し、社会に衝撃を与えた。それと前後して社会問題となった天竜川泰阜ダム（中部電力（株）、1936年）は、ダム貯水池堆砂問題を象徴するものとなった。

一方、1990年代になると、ダム貯水池が上流から流れ下ってくる土砂を捕捉することによるダム下流河川の環境の変化についても指摘されるようになり、政府も1998年、「流砂系」という概念を導入し、上流から下流方向の流砂の連続性等を考慮した総合的な土砂管理を打ち出した<sup>2)</sup>。応用生態学と河川工学の研究者による土砂供給の減少に伴う下流河川への影響についての研究も進められ<sup>3), 4), 5)</sup>、ダムの下流河川への影響についての認識も共通のものになってきた。土砂を貯める貯水池堆砂量管理から、フラッシング排砂や土砂バイパスを利用した流す貯水池土砂管理への展開が始まっている。

しかし、2001年2月、長野県知事は「脱ダム」を宣言した<sup>6)</sup>。この宣言は河川環境に与えるダムの影響に強い懸念を表すと同時に堆砂対策に費用をかけても、いずれ貯水池は埋没することを脱ダムの理由の一つにあげており、堆砂対策技術の著しい遅れを指摘したものと受け取ることができる。

本章では本研究の背景として、まず、わが国の水利用の歴史のなかでダムが担ってきた役割を明らかにし、将来にわたってその機能の維持が必要であること、しかしその持続的利用には、貯水池堆砂問題が最大の障害になることを明らかにする。この問題はもともと水と土砂が流れる河川の一部を貯水池にし、水は貯めるが土砂は貯めたくないという相入れない自然的現象への対応であるだけに本質的である。しかし、この問題の解決が遅れれば、堆砂問題だけに留まらずダムの存在を否定する社会的な認識につながりかねない。

著者は貯水池堆砂対策の遅れの原因を、低コストで環境負荷の制御がしやすく、多くのダムに適用できる手法が確立していないことにあると見ている。そして、その解決のための手法の確立を本研究の目的とするが、その内容を本章で論ずる。

第2章で、その目的を達成するには粒径集団別に貯水池流砂技術を活用する粒径集団別土砂管理が貯水池運用と下流河川環境保全の面から適切であることを述べるが、貯水池流砂技術とは「ダム貯水池において流砂の連続性に配慮して流入した土砂をダム下流河川へ流す技術」を指している。

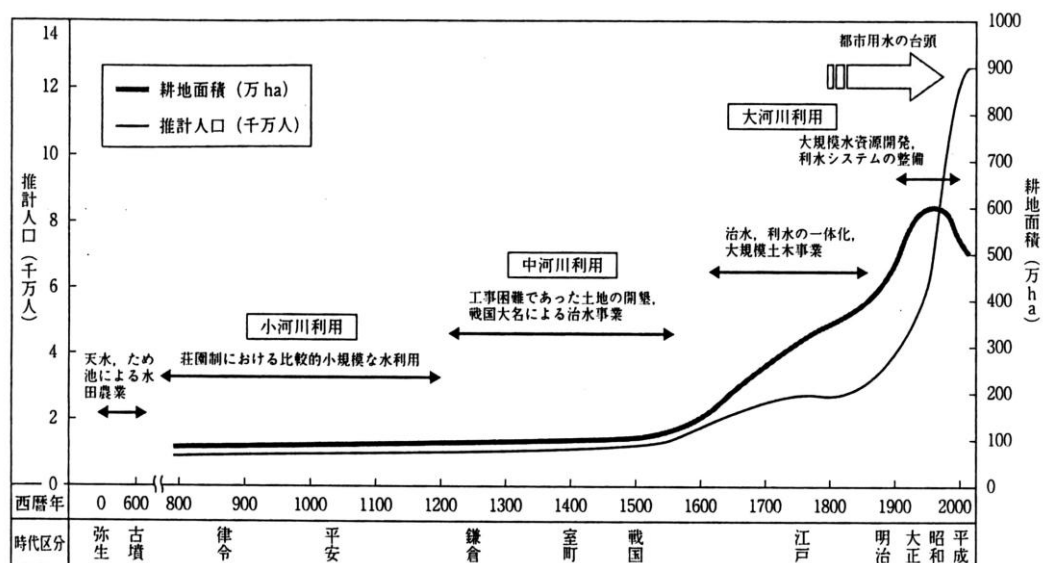
## 1.2 持続的な貯水池利用

### 1.2.1 現代日本社会を支えるダム群の歴史的な構成

我が国にダムが出現したのは水田稲作の灌漑のための小規模な貯水池であるため池が最初である。ため池はアジア大陸から技術が導入され、紀元3世紀ころから築造されたと言われている。南大阪の狭山池（大阪府、7世紀前半）（当該ダムまたは貯水池の現在の管理者と竣工年をカンマで区切って表示した。以下同じ。）は建設後数々の改築を経て1300年以上を経過した現在に至るまで利用されている。古代から中世を経て明治に至るまで国力の基本は人口であり、米の生産力がその地域の経済力、人口を支える力であった。この間、農業生産力を高める開田に必要な水利開発には水路施設とともにため池の築造が小河川流域の農業開発の基本戦略としてよく用いられた。この結果、他の大河川の沖積平野の開発施策とも併せ農業により、江戸時代の末期には約3000万人の人口を養えるまでの国土を作り上げた（図-1.1）<sup>7)</sup>。

明治以降、食糧が輸入されるようになったが、主食である米の国内生産体制は人口約1.2億人余となった現代まで続いている。1996年度末時点における調査によれば、受益面積2ha以上のため池・農業用ダム数は約63,600、その貯水容量は約30億m<sup>3</sup>でそれらを用いて河川から用水供給する面積は122万6千haであり、これは全水田面積260万haの約47%、全耕地面積470万haの約26%に相当する<sup>8)</sup>。

明治になってダムについても西欧から近代技術の導入があり、神戸市で水道用の水源として布引川に五本松ダム（神戸市、1900年）が初のコンクリートダム（粗石コンクリート）として建設された。明治以降、それまでのため池に加え、水道用ダムと発電用ダムの建設が近代土木技術を活用して進められるようになり、生産、生活の両面で大きな改革をもたらした。水道の普及はコレラなどの伝染病の流行を抑制し、各地の水力発電は各家庭に電灯をともし、近代鉱工業発展のエネルギーとなった。



（注）「水資源計画」黒沢俊一を基に国土庁作成

図-1.1 日本の人口・耕地面積の推移等<sup>8)</sup>

20 世紀になって、大正年間の木曾川大井ダム（関西電力（株）、1924 年）、戦後の天竜川佐久間ダム（電源開発（株）、1956 年）など 1950 年代後半まで水力発電ダムが当時のダム建設の主流であった。発電電力量の電源構成は 1911 年から 1960 年頃まで水主火従であったが、2002 年度の水力発電量は年間約 918 億 kWh で全発電電力量の約 8.4% であった<sup>9)</sup>。このうち調整池式発電、貯水池式発電及び揚水式発電のダムが貢献している電力量は 1985 年度末では約 70% を占めた<sup>10)</sup>。

1945 年に第 2 次世界大戦は終結し、わが国では戦後復興のため洪水調節による治水対策、電力増強および食糧増産のためのかんがい用水の確保は緊急の課題であった。特に、この時期には大型台風が次々とわが国を襲い、多くの生命と財産が奪われ、治水事業の必要性が認識された。わが国はアメリカの TVA をモデルに、ダムによる国土総合開発手法を導入し、それら緊急課題の解決を図った。戦前から調査と一部事業化がされていた洪水調節を目的に含む多目的ダムは戦後、河川総合開発事業と呼ばれ、国土総合開発の中核的事業となった。北上川水系胆沢川石淵ダム（国土交通省、1953 年）や同猿ヶ石川田瀬ダム（国土交通省、1954 年）は、その後の多目的ダム事業を核とする地域開発の原型となった。こうして、洪水調節ダムを導入した治水対策の成果もその大きな要因になって 1960 年代には風水害の死者数は年間数百人に減少した（図-1.2）<sup>11)</sup>。

1950 年代後半からの高度成長時代は大都市への人口と産業の集中が急激に進み、水需要の伸びに供給が追いつかず、工業用水と水道用水の確保は緊急の社会的要請となった。このような状況に対し、利根川水系矢木沢ダム（水資源機構、1967 年）など洪水調節を含む多目的ダムを水源にして上水道、工業用水道などの供給施設の建設が進められた。この結果、洪水調節を目的に含むダム等（農地防災を目的としたものは除く）は、2002 年度末段階で 440 が完成し、約 58 億 m<sup>3</sup> の治水容量を確保するに至っている<sup>12)</sup>。また 1999 年現在、給水人口約 1 億 2200 万人、普及率 96.4% のわが国の上水道の取水量約 170 億 m<sup>3</sup>/年の約 40% の 65 億 m<sup>3</sup>/年は約 670 の水道関係ダムが開発

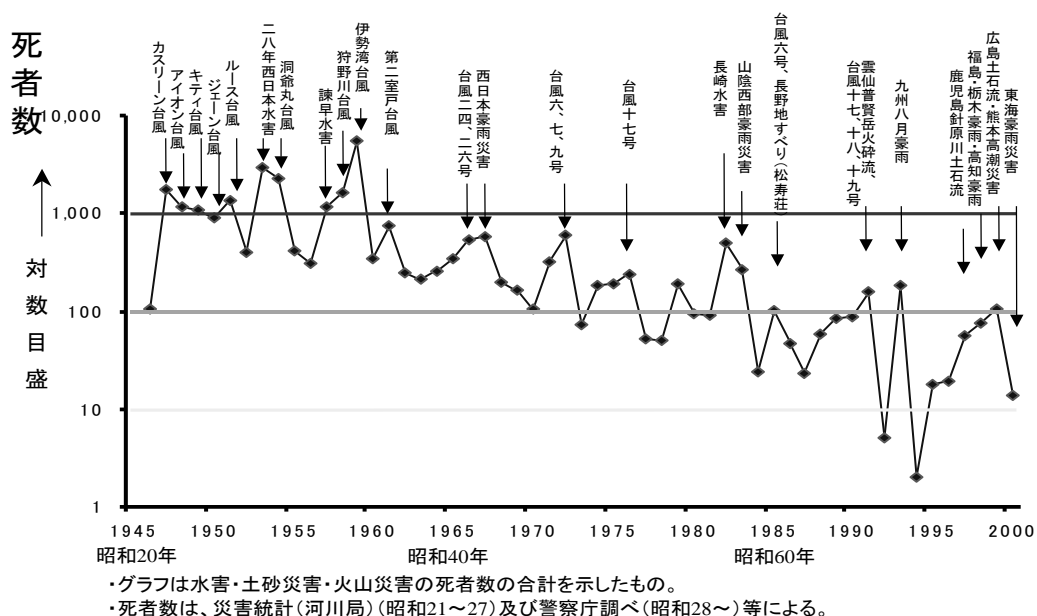


図-1.2 風水害による死者数<sup>11)</sup>

したものである<sup>13)</sup>。

以上見てきたように、これまでダムはそれぞれの流域で各時代の要請を受けて、農業用水、都市用水、発電、洪水調節などの目的で設置され、

表-1.1 に示すように世界でも有数のダムを持つ国になった。2004 年 3 月末現在のダム数は 2786

(河川の流水を貯留し、または取水するため設置するダムで、基礎地盤から堤頂までの高さが 15m 以上のもの)<sup>14)</sup>である。しかし、その総貯水容量は約 230 億 m<sup>3</sup>であり<sup>14)</sup>、大陸の巨大ダム一つの総貯水容量(例えば三峡ダムは 393 億 m<sup>3</sup>)に満たない。また、これらに加えその数約 21 万にも達する「ため池」が運用されている。これらのダム建設の営みは、この列島で生産適地を広げ、安全に住める領域を拡大する人々の働きかけの重要な 1 面であった。その結果、それぞれの時代の河川開発が歴史的な重層構造となって現在のわが国土の水循環を形成し、多くの生物はこの水環境の中で生き続けている。この国土へのたゆまぬ働きかけがあったからこそ、「高い生産力と安全な暮らし」という恵みを得ることができたのである。

表-1.1 多くの大ダムを有する上位 10 か国<sup>16)</sup>

国 名		ICOLD のデータ 1998 年	別 資 料 に よ る 記 録	全ダムの 割 合 (%)
1	中 国	1,855	22,000	46.2
2	米 国	6,375	6,575	13.8
3	イ ン ド	4,011	4,291	9.0
4	日 本	1,077	2,675	5.6
5	ス ペ イ ン	1,187	1,196	2.5
6	カ ナ ダ	793	793	1.7
7	韓 国	765	765	1.6
8	ト ル コ	625	625	1.3
9	ブ ラ ジ ル	594	594	1.2
10	フ ラ ン ス	569	569	1.2
その他		7,572	7,572	15.9
合 計		25,423	47,655	100

## 1.2.2 ダム群の持続的な機能維持の必要性

このように、既設ダム群は国土からの恵みをもたらし、その調節能力が現在のわが国の水循環系の小さくない部分を形成するまでになった。

しかし、近年、わが国でも財政の逼迫、水需要の鈍化、自然環境および社会環境への影響の問題などから、ダム事業、特に新たに設置するものには国民から厳しい目が向けられるようになった。それは 1990 年代に長良川河口堰(水資源機構、1995 年)の建設をめぐって大きな社会問題となった<sup>15)</sup>ことに象徴される。国際的には 1980~90 年代の世界的なダム反対派と賛成派の深刻な対立を解決するために組織された WCD(世界ダム委員会、World Commission on Dams)のレポート「ダムと開発・意思決定の新しい枠組み」<sup>16)</sup>に見られるように新たなダムの建設に対し社会的な合意のプロセスを重視する考えが広まってきている。

既設ダム群の持続的な機能維持は、世代間衡平の観点からも現代社会のみでなく世代を越えて必要であることは論を俟たない。ここで、これからのダムの役割すなわち機能維持の必要性について①食糧の安定供給に必要な農業用水の確保、②水力エネルギーの安定供給、③気候の変動とダムによる河川流量調節、の 3 面から考えておこう。

まず、世界の多くの地域では限られた量と時期的かつ地域的に偏った水の分布のため、依然、ダムによる水の適切な管理が必要になっている。また、世界の多くの地域で人口は増加し、食糧や水資源は不足してくる。G. L. Morris ら<sup>17)</sup>は 21 世紀を「一部の国では水と人口増加の不均衡な分布のため水不足から食糧不足となり、また、一部の国では所得水準の向上とともに食糧事情

が改善されます。食糧需要は増大する。」と予測する。わが国の水使用量の大半を占める農業用水の需要は今後、高くなるとは見られていないが、農畜産物の輸入を通じて他国の水資源を間接的に消費する間接水の存在により国内の水資源消費量が低く抑えられているという見方<sup>18)</sup>もある。わが国の食料自給率は供給熱量ベースで40%と先進国の中で極端に低い。世界の食糧需給が逼迫すると価格、質・量面で現在のような安定した輸入が必ずしも保証されなくなる。

近年のわが国のエネルギー自給率は4%程度で、そのほとんどは水力発電が占める。水力発電は純国産の循環エネルギーであり、CO<sub>2</sub>排出量も小さく供給の安定性も極めて高い。既設ダムによる発電に対する評価も今後、高くなっていくと考えられる。

気候変動に関しては、我々の周りでも毎年のように大きな洪水や渇水が全国各地で繰り返されており、その被害も大きい額にのぼる。さらに地球温暖化により降雪量は減少し、降雨の多寡のような気象のゆらぎは大きくなる。洪水の規模も渇水の規模も大きくなると見られ、その対策としてダムの河川流量調節の役割は小さくならないと考えられる。

これらから見られるように、これまで建設・管理されてきたダム群の機能は引き続き必要である。我々は、未来の世代に累を及ぼすことがないように、これらダム貯水池の有効活用を環境保全とのバランスをとりつつ進め、今後必要となる河川開発をも含め持続可能な国土利用を実現していくことは賢明な選択であろう。

### 1.3 持続的な貯水池利用の最大の障害となる堆砂

#### 1.3.1 ダムの環境問題とその解決のための技術の進展

わが国のダムの持続的な貯水池利用にとって重大な障害となるものに、ダムが川の流れをせき止め、大規模な貯水空間をつくることから生ずる堆砂を含むさまざまな環境問題がある。ダム管理者はこれら環境問題の解決にこれまで大きな努力を払ってきている。ここではこれらの環境問題の出現とその解決への取り組みの状況を堆砂対策との比較のためあらかじめ整理しておく。

##### ①下流河川の流況の変化

ダムでは洪水の調節や利水を目的として流量を貯留するため、ダム下流河川の流量はダム設置前後で大きく変化する。わが国では上流山間部に設置された発電ダムやダム開発流量の上流での取水とその下流の代表的河川利用者である農業利水者との調整は1920年代半ばより深刻な問題になったが、逆調整ダムや用水合口取水堰の建設により解決が図られてきた<sup>19), 20)</sup>。また、1950年代から建設が本格的になった洪水調節を中心にする多目的ダムでは「不特定かんがい」または「流水の正常な機能の維持」などをその目的に持ち、ダム下流河川の既得利水の確保が図られている。さらに1988年以降、発電取水ダムなどの下流無水区間の解消にも発電ダムは取り組んでいる<sup>21)</sup>。近年は洪水調節容量内に貯水した水をフラッシュ放流などに活用する弾力管理試験も行なわれている<sup>22)</sup>。しかし、下流河川の流況の変化による河川もしくは沿岸海域の生物への影響の解明とその対策の検討は生物群の生息に関する知見の積み重ねがある程度できてきた1990年代後半にようやく始まったばかりである。

##### ②冷水現象、濁水の長期化および富栄養化現象

貯水池下層は一般には水温が低い。貯水池中下層から発電等のため取水・放流がされるとダム



下流域の稲作及び内水面漁業に冷水による影響が生ずることがある。わが国では、冷水放流による稲作への影響が 1955 年前後に全国各地で問題になり、灌漑期の冷水放流防止対策として表層取水設備を普及させる契機となった。現在では冷水被害は極めて少なくなっている。

また、大きな貯水容量をもつダムでは調節した大出水時の高濁水を洪水後徐々に放流するため、また、秋から冬にかけて濁度が高い下層水が逆転して上層に入れ替わるため、濁水の長期化現象が起こることがある。そのような濁水は水道取水、下流河床の付着藻類や底生生物そして内水面漁業に影響を与える。その対策としては、流域や貯水池河岸の崩壊対策を行うとともに、1970 年頃より貯水池の任意の層から取水できる選択取水設備が設置されるようになった<sup>23)</sup>。

次に問題となったのはダム貯水池に淡水赤潮やアオコなどのプランクトンが異常発生する富栄養化現象であった。多目的ダムでは 1970 年代半ばからダムを水源とする上水道での異臭味などが問題となっていた。この問題についてはその後、発生メカニズムの解明が進められ、対策も体系化してきている。最も効果のある流域負荷を削減する対策である高度処理を含む下水道整備等は緩やかではあるが、着実に進められている。貯水池内での水質浄化対策としては前貯水池（沈泥池）、成層破壊（曝気やポンプによる強制鉛直循環等の貯水池流動制御）、流入水のバイパス及びアシなどの植生水質浄化などが具体的に検討され、既に実施されている<sup>24)</sup>。

これら 3 つの課題については各々のダムで施設の設置や運用面での対策等が講じられ、一定の成果が上がっている<sup>25)</sup>。

### ③貯水池および下流河川の動植物の生息・生育環境への影響対策

また、近年、ダムの工事実施並びに存在及び供用が絶滅危惧種など動植物とその生態系に与える影響が注目されるようになってきた。これについてダム事業者はデータの積み重ねをようやく始め、調査体制を整えている。具体的には 1994 年「水辺の国勢調査マニュアル（案）（ダム湖版）生物調査編」、2000 年「ダム事業における環境影響評価の考え方」、2002 年「河川事業の計画段階における環境影響の分析方法の考え方」等が国土交通省により整えられた。各地のダム事業ではこれらに基づき調査が行われ、ダムが運用されてからもデータの蓄積が継続されている。

また、これらを基に、事業実施前には環境影響評価が、さらには必要に応じ植物の適切な移植などの影響軽減措置及び猛禽類に対する繁殖時期の工事中断など施工時の配慮などの対応が行なわれるようになっている<sup>25)</sup>。

## 1.3.2 ダム貯水池堆砂問題と流砂系の連続性に関する課題

ダムの環境への影響で今なお大きな課題として残されているのが堆砂問題である。

貯水池堆砂問題では天竜川本川に設置された泰阜ダム（中部電力（株）、1936 年）が社会的に大きな注目を集めた。泰阜ダムは発電ダムであるが図-1.3 に示すように竣工後数年にして満砂に近い状態となり、背砂の影響による洪水位の上昇は約 10km 上流の飯田市川路・龍江・竜丘地区やさらには上流に及び、1945 年頃には社会問題となっていた。その後、この問題は長い経緯を経て 1984 年に川路・龍江・竜丘地区の治水対策を国・県が、また、これらの地区の土地の嵩上げをダム設置者が負担する形でようやく恒久対策としての解決を見ることになった<sup>26)</sup>。

序説でふれた中谷宇吉郎の論説は 1951 年、当時の発電ダムの堆砂の進行を警告したものであり、

エネルギーが不足し、水力発電のシェアが大きかったこの時期には堆砂の進行は深刻なものであった。しかし、貯水池堆砂問題の検討と解決は先送りされ、今なお大きな課題として残されている。これについて竹村<sup>27)</sup>は、わが国の近代ダム建設は発電水力によって先導され、その水力発電ダムにおいて経済的に重要なものは水量よりも水の位置のエネルギーであり、堆砂によるダム貯水池容量の減少は水力発電にとって決定的なマイナス要因にはならなかったことがその一因であると分析している。

これに対し、第二次大戦後に本格的に登場した洪水調節や都市用水のための水資源開発を目的とする多目的ダムでは、ダムの機能と貯水容量の維持が直接つながっているため堆砂対策は次第に重要な課題として認識されることとなってきた。

さらに21世紀に入り、わが国は人口が減少すると見込まれている。ダムの新設が困難となる時代を迎え、既設ダムの機能を維持していくこと、時代の変化に合った効率的なダム運用をしていくことおよび既設ダムを必要に応じ再開発していくことはますます重要な課題になっている<sup>28)</sup>。

この、既設ダムの機能維持さらには機能増強を検討するにあたり、ダム本体は更新可能であるが、貯水池は更新が困難であり、貯水池堆砂をいかに回避し、堆積した土砂をいかに排出するかが最大の解決すべき課題となってきた。G. L. Morris<sup>29)</sup>は2003年に開催された第3回世界水フォーラムの流域一貫の土砂管理「貯水池土砂管理に向けた挑戦」セッションで、貯水池堆砂の現状を「21世紀半ばまでに全世界の貯水池容量の30%以上が堆砂によって失われよう。20世紀はダムの建設に費やされたが、21世紀は貯水池の堆砂問題に取り組むことに費やされると思われる。」と述べている。

一方、ダム貯水池がその上流から流入してくる土砂を捕捉することによるダム下流河川環境の変化についてはその影響が無視できないほどになっていることが広く認識されるようになっていく。1998年、河川審議会総合土砂管理小委員会は「流砂系」という概念を導入し、上流から下流方向の連続性等を考慮して総合的な土砂管理を推進すべきことなどを報告し<sup>2)</sup>、翌1999年には辻本<sup>3)</sup>、香川<sup>4)</sup>、谷田ら<sup>5)</sup>はダムが下流河川の物理的環境及び生物に与える影響を総説としてまとめ、下流河川への土砂供給の減少の影響等を論じている。

こうしてダムによる流砂の捕捉は下流河道における砂利採取などと相俟って下流河道の河床材料の粒度構成や河床の形状さらには海岸域の形状・形態にも影響を与えていることが一般に認識されるようになった。河川の上流部から下流部へ、そして河口部から周辺海岸部へ流砂系の連続性確保の観点から、ダムでは流入する土砂をダム下流に流す貯水池管理を進めていくことが重要な

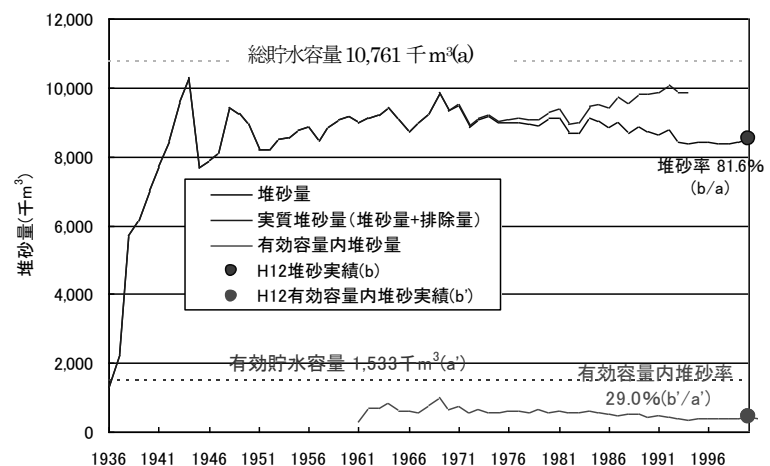


図-1.3 天竜川秦阜ダムの堆砂の進行（国土交通省提供）

課題になっている。また、この貯水池土砂管理は濁水の長期化対策や貯水池の富栄養化現象対策と、流入する土砂を含む物質をなるべく貯めずに下流へ流すという点で共通性があり、水系を通じた物質循環をダム建設以前の姿に幾分でも近づけることでそれらの課題を解決しようとするものである。

## 1.4 堆砂対策の課題と本研究の目的

### 1.4.1 堆砂対策の現状と課題

これまでの堆砂対策は、ダム建設に際しては概ね 100 年間の想定堆砂量を計画堆砂容量として貯水池内に確保することを基本に、運用後は貯水池内の堆砂の進行状況をモニタリングしつつ、堆砂の進行が計画を上回る場合にはその堆砂を除去するという対症療法が中心であった。

よく使われる手法は堆砂を掘削・浚渫して湖外に搬出し、コンクリート骨材を主とする建設資材に活用することであった。しかし、この手法がとれるのは、ダム貯水池に良質な砂利が存在し、砂利採取業者が採取する場合に限られていた。実際には、貯水池に堆積した砂利の質が良くても採取と運搬の費用が大きいため、市場の価格と太刀打ちできず、砂利採取による排砂は行き詰る場合が多い。貯水池の河床が上昇したり、取水口周辺の堆砂が取水の支障となるなどの事態に至ると、ダム設置者は多くの費用をかけて堆砂を特別な廃棄物として処分しているのが実態である。

1979 年からは、建設省所管のダムを対象に、貯砂ダムなどを設置する「貯水池保全事業」が国の一部費用補助により行なわれるようになった。また、一般にダムの小規模な堆砂排除は通常、維持管理として行なわれているが、河川管理施設のダムでは 1992 年から、一定規模以上の洪水により堆砂量が一定規模以上に達した場合、治水容量内の堆砂については国が一部費用を負担する災害復旧事業により除去できるように制度が拡充されている<sup>30)</sup>。

しかし、これらの手法のみでは流砂の捕捉による影響を少しでも緩和していくという貯水池土砂管理の課題に応えることはできない。ダム貯水池堆砂対策に関しては堆砂を除去するという対症療法ではなく流入土砂をダム下流へ流す手法を確立することが必要となってきた。

この中であって黒部川出し平ダム（関西電力（株）、1985 年）で 1992 年からフラッシング排砂が、また、その下流の宇奈月ダム（国土交通省、2000 年）でもフラッシング排砂が 2000 年から連携して行われている。一方、新宮川水系旭ダム（関西電力（株）、1978 年）では 1998 年から、天竜川水系美和ダム（国土交通省、1959 年）では 2005 年から排砂バイパスが運用されるようになった。こうしてわが国では流す貯水池土砂管理が始まった。

これまで行なわれてきた貯水池堆砂対策を角<sup>31)</sup>は図-1.4 のようにまとめ、それらの特徴を解説している。また、角<sup>32)</sup>はわが国における貯水池土砂管理の事例を貯水池回転率の逆数と総貯水容量と年間流入土砂量の比で貯水池寿命表すパラメータにより図-1.5 のように整理し、概ね、回転率の減少に伴ってフラッシング排砂、排砂バイパス等の対策が変化している実態を説明している。

しかしながら、前者のフラッシング排砂は利水目的で貯めた水を放流しつつ貯水位を下げ、貯水池を土砂が掃流状に流送される通常の川の状態に戻し、自然の流れに放流水を加えた流れにより堆積した土砂を流す技術であり、また、後者の土砂バイパスは本来の河道とは別に水路を作っ

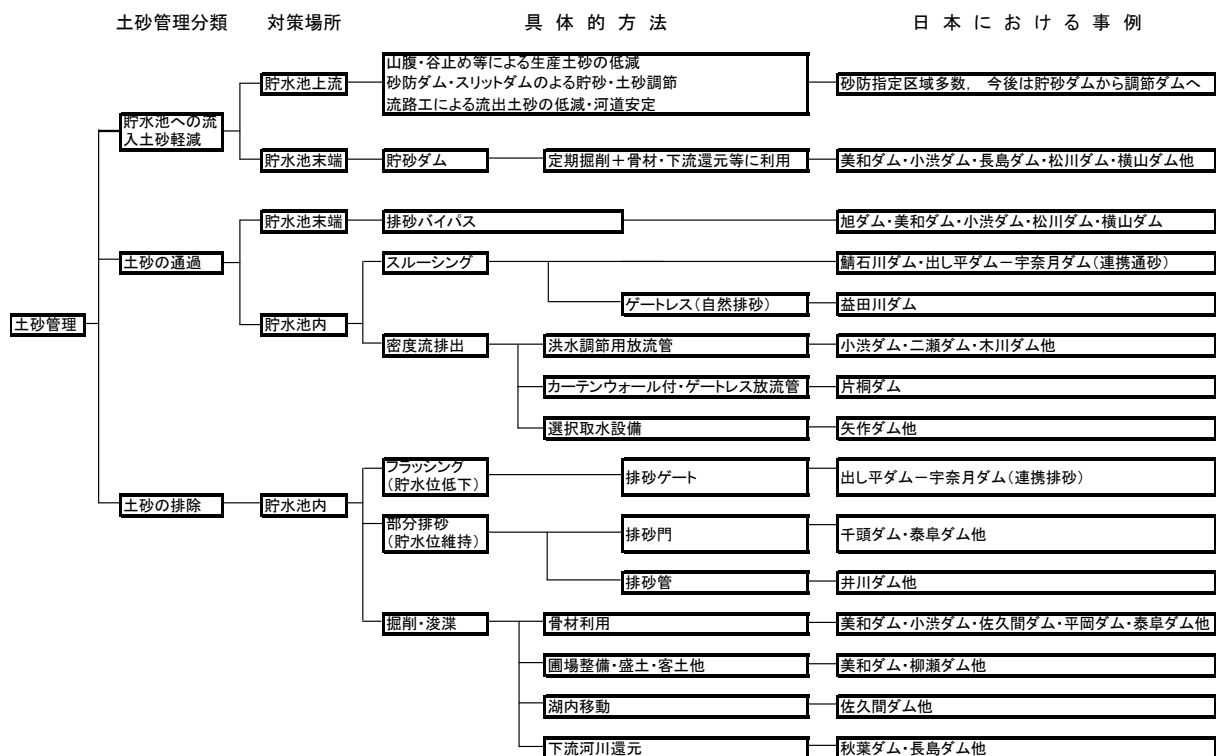


図-1.4 ダム貯水池堆砂対策の構成<sup>31)</sup>

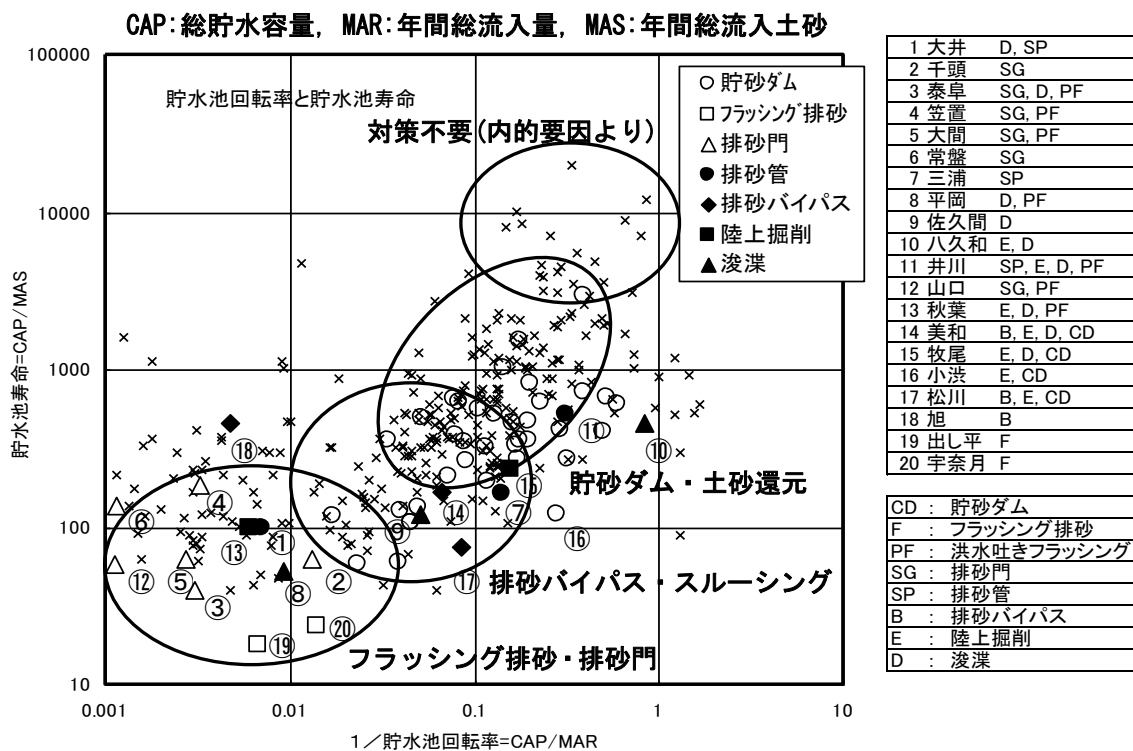


図-1.5 ダム貯水池堆砂対策の選択<sup>32)</sup>

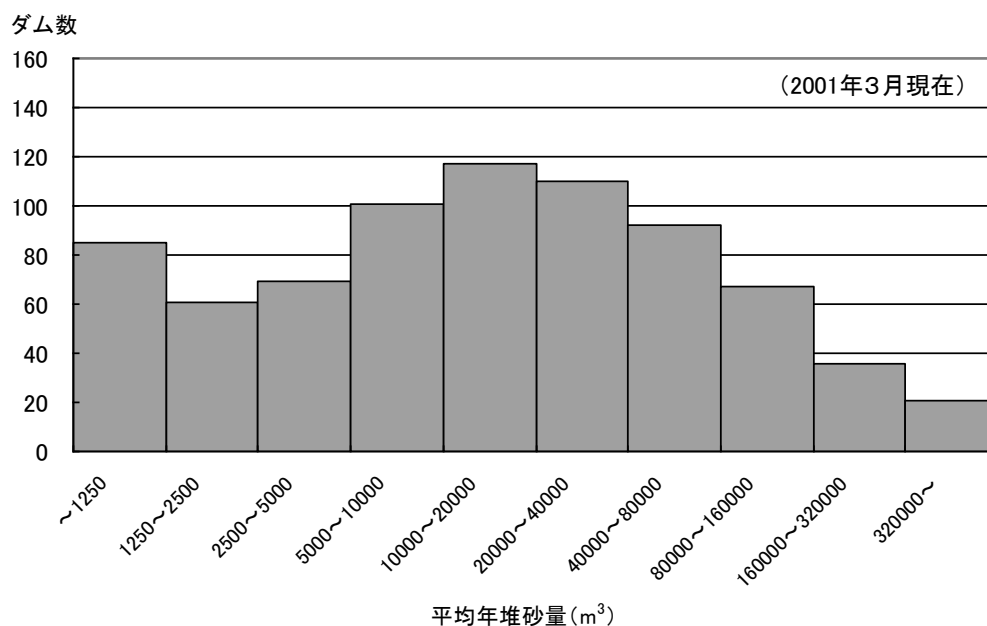


図-1.6 わが国ダム貯水池の平均年堆砂量とダム数の関係

て土砂を流水とともに流す技術である。いずれも年数十万 $\text{m}^3$ という大規模な土砂流入に悩むダムで、大量の水が使えること、もしくは多くの費用を負担できることを条件とする特別なダムに対する技術である。図-1.6 に示されるように、より多くのダム貯水池では年数万 $\text{m}^3$ 程度以下の規模の堆砂量であり、年数万 $\text{m}^3$ の堆砂量を対象として実用的で効率のよい堆砂対策手法が求められている。

改めて堆砂対策に関して課題を整理すれば、次の3点が大きな課題として挙げられ、この3点は貯水池堆砂対策を進める上での現実的な隘路となっている。

第1点は貯水池堆砂が洪水時の大量の土砂流入により大きく進行する点である。この大量の土砂流入は大量の降雨とそれを誘因とする山腹の崩壊等に起因する。現在の科学では生起があらかじめ決定論的には捉えられないが、確率的には生起するとされる事象である。流砂量は流量の概ね二乗に比例し、その揺らぎの幅も大きい。すなわち、多くの既設ダムでは長期的には貯水池堆砂の進行は理解されても、いつどのような形で貯水池の機能に支障が及び、いつからどのような規模で対策をとるべきかが明らかになっていない。この点が100年の計画堆砂容量のもとでの非計画的事後保全<sup>33)</sup>(事後対応でないと費用をかけられない)をやむなしとする一因になっている。

第2点は実用的な堆砂対策技術を持っていない点である。水を貯める貯水池には土砂の堆積が不可避であるのに、新設の段階では計画堆砂容量を設定するのみで、堆砂の進行を想定した効率的、経済的な堆砂対策技術に基づく措置方針を持ち得ないでいる。堆砂がある程度進行しつつある既設ダムでも同様である。多くのダム設置者もしくは管理者はダムを堆砂の進行に対して、後の世代が適切な方法を考えつくであろうと問題を先送りしているかに見える。

第3点は土砂の排出に対するダム下流域の社会的な受け入れである。既設ダム下流ではダム建設から30~40年を経て比較的安定した良好な河川環境のもとで農業用水、内水面漁業等の河川利用秩序が形成されている。人為的な排砂の河川環境への影響や改善効果が必ずしも明らかになっ

ていない状況で、貯水池堆砂対策のためにその秩序を改めて構築することに対し、社会的な受け入れや支持を得るのは大きな困難を伴う。

#### 1.4.2 堆砂対策技術の展開の方向—本研究の目的—

ここで前述したダム貯水池堆砂対策を進める上での3つの隘路を開くため、堆砂対策技術の展開の方向について考察しておきたい。

まず、認識すべきはこれから新設されるダムでは将来起こる堆砂問題ではなく、設置後すぐに生ずる流砂の連続性を損なう問題に対して対策をとることが求められるということである。このことが第1の隘路と第2の隘路を乗り越えるカギになると考えられる。既設ダムでも同様に今からすぐに流砂の捕捉による影響緩和対策にとりかかる努力が求められ、河川管理者にその責任やその支援を求める動きもでてこよう。

このため隘路の第1点には、まず毎年生ずる洪水により毎年流入が期待される程度の小規模な土砂量を対象に流下させることから始め、流入土砂量や貯水池堆砂の動向によって段階的に対策や対象を拡充していくという技術展開が求められる。隘路の第2点には、流砂の捕捉による影響緩和対策というそれだけでは経済的な利益を産み出さないことに今から費用を投ずることができる程度の低コストを実現する技術開発が求められる。隘路の第3点は社会の受容と深く関係する。また、河川環境面でも確実な堆砂対策技術の開発が問題の解決を容易にする。

これらの技術開発に関して、これまでの排砂の経験から、次のような「貯水池から下流河川に土砂を流す技術」の原則が考えられる。まず、コストに対しては次の3点をあげることができる。

- ①なるべく自然の営力により流入土砂をダム下流河川へ流し、土砂処分の費用を最小にする。
- ②なるべく貯水位を低下させずに土砂を排出させ、減電や用水不足になるリスクを回避する。
- ③小規模な土砂量に対応でき、多くのダムに適用できる手法の開発により当該手法の利用者を増やし利用コストを下げる。また、流入土砂量の変化に応じ段階的に拡充することにより初期投資を低減させる。

また、環境の面からは次の3点があげられよう。

- ①流入土砂は洪水とともに出水時に流す。
- ②少量の流入土砂でも貯めおかず、洪水のたびに新鮮なうちに流す（新設ダムにあっては竣工直後から毎年排砂する）。
- ③環境面の負荷が小さい流しやすい粒径の流入土砂から対応することで下流河川に土砂の排出を受け入れる態勢をつくる。

以上をまとめ、本研究の目的を「流す貯水池土砂管理のための技術の確立」とすることとした。これからの堆砂対策はなるべく自然に近い形で土砂を下流に流す技術を中心に展開していくことが求められていると考えるからである。この、ダム貯水池において流砂の連続性に配慮して流入した土砂をダム下流河川へ流す技術を「ダム貯水池流砂技術」と呼ぶ。そして、その技術展開の当面の方向を、「比較的小規模な土砂量を対象として、なるべく貯水位を下げずに、流水が持つ自然のエネルギーとリズムにより、洪水時に下流河川に流下させ、土砂の流入・堆積の状況に応じて段階的に流砂の設備を拡充できる方式の確立」とした。

## 1.5 本論文の構成と概要

本章では、まず、本研究を進める前提として、貯水池利用を持続可能としていくことの必要性を述べた。我々人類は河川水を貯留することができるダム建設を重ね、高い生産力を有し洪水に対しても安全な国土とすることができるようになった。今後の社会の動向から、ダム貯水池の持続的な機能維持の必要性はますます高くなっている。

次いで、本研究を進める必要性の背景として、今や、堆砂がダム貯水池の持続的な利用に対し、最大の障害になっていることを指摘した。ダム貯水池利用が物理的に持続可能であることのみならず、流砂系を通じ下流河川・海岸環境へ及ぼす影響も緩和し、さらにはダム技術とその効用に対する社会からの持続的な支持を得ていくため、堆砂対策技術の確立が最重要の課題の1つとなっている。

これらを前提として、堆砂対策の現状と課題を整理すると、流入土砂を下流河川に流す貯水池土砂管理が必要であり、それには多くのダム貯水池に適用できる、効率の良いダム貯水池流砂技術が求められていることが明らかになった。このダム貯水池流砂技術の開発・適用が本論文の主たるテーマである。

以下、本論文各章の目的と方針を略述する。

**第2章**では、まず、わが国の多くのダムで採られている基本的な堆砂対策である計画堆砂容量の設定と堆砂量のモニタリングがどのような経緯を経てそのようなようになったかを明らかにした。次いで流入土砂量を計画の基本量として、貯水池の土砂流送・堆積機能に応じた実用的なダム貯水池流砂技術を活用する粒径集団別土砂管理を提示する。そして、その具体例として3つの粒径集団別土砂管理の枠組みを示す。

第3章から第5章はその各粒径集団に対応したダム貯水池流砂技術の適用に関する章である。

**第3章**では流入土砂のうち主として粗粒土砂の貯水池内の挙動とその堆積性状の事例をまとめるとともに、ダム下流河川へ堆積粗粒土砂を流す手法として、「下流河川土砂還元」の適用の考え方を述べる。

**第4章**では主としてゆるい堆積細粒土砂を下流河川に流す手法の一つとして、水圧吸引土砂排除システムに焦点をあてる。著者も開発に関与したマルチホールサクション排砂管を中心に、水圧吸引土砂排除システムの特性とその適用の可能性について考察する。

一旦堆積した土砂を下流に流す技術を第3章と第4章で論じたのに対し、**第5章**では、微細粒土砂の貯水池内挙動を沈降、通過という面から考察し、沈降させずに下流に流す「低位洪水吐」と「濁水密度流排出」を検討する。また、ある程度の貯水位低下を条件に、微細粒土砂ばかりでなく細粒土砂をも対象に流入土砂をダム下流に導く「土砂ルーティング (Sediment routing)」について検討する。この手法に対するこれまでのわが国における試みと海外の事例をまとめ、今後の展開について述べる。

**第6章**では、まず、各粒径集団に対応したダム貯水池流砂技術の貯水池土砂管理への適用についての研究の主要な成果と今後の課題を集約する。また、各ダム貯水池流砂技術の関連性にもふれ、それらを組み合わせて各ダムの状況に応じて段階的に流砂の設備を拡充する粒径集団別ダム貯水池土砂管理計画の実用見通しと展開について考察を加え結論とする。

## 参考文献

- 1) 中谷宇吉郎：ダムの埋没－これは日本の埋没にもなり得る－，文藝春秋，1951.
- 2) 建設省河川局砂防課：河川審議会「総合土砂管理小委員会」報告と今後の取り組み，河川 No. 628, pp. 6-7, 1998.
- 3) 辻本哲郎：ダムが河川の物理環境に与える影響－河川工学及び水理学的視点から－，応用生態工学，Vol. 2 No. 2, pp. 103-112, 1999.
- 4) 香川尚徳：河川連続体で不連続の原因となるダム貯水による水質変化，応用生態工学，Vol. 2 No. 2, pp. 141-151, 1999.
- 5) 谷田一三，竹門康弘：ダムが河川の底生動物に与える影響，応用生態工学，Vol. 2, No. 2, pp. 153-164, 1999.
- 6) 田中康夫：脱ダム宣言，例えば 2001 年 2 月 21 日付け信濃毎日新聞など，2001.
- 7) 国土庁長官官房水資源部編：日本の水資源，平成 12 年版，pp. 6-11，大蔵省印刷局，2000.
- 8) 農林水産省構造改善局：長期要防災事業量調査，1996.
- 9) 国土交通省土地・水資源局水資源部：日本の水資源，平成 17 年版，p. 39，財務省印刷局，2004.
- 10) 電力土木技術協会：水力技術百年史，pp. 90-92，1992.
- 11) 国土交通省河川局提供資料
- 12) 国土交通省河川局監修：河川ハンドブック 2003，p. 252，(社) 日本河川協会，2003.
- 13) 日本水道協会：水道のあらまし 2001，p. 31，2001.
- 14) 財団法人日本ダム協会：ダム年鑑 2005，p. 620，2005.
- 15) 水資源開発公団：水とともに，水資源開発公団 40 年の足跡と新世紀への飛翔，pp. 21-26，2003.
- 16) WCD(World Commission on Dams) : DAMS AND DEVELOPMENT, A NEW FRAMEWORK FOR DECISION-MAKING, Earthscan Publications Ltd, November 2000.
- 17) Morris, G. L. and Fan, J. : Reservoir Sedimentation Handbook, McGraw-Hill, pp. 2.1-2.8, 1997.
- 18) 沖 大幹：地球をめぐる水と水をめぐる人々（有斐閣選書），嘉田由紀子編水をめぐる人と自然，pp. 213-218，有斐閣，2003.
- 19) 新沢喜芽統：河川水利調整論，岩波書店，pp. 147-160，1962.
- 20) 華山謙，布施徹志：都市と水資源，鹿島出版会，pp. 82-106，1977.
- 21) 国土交通省：河川環境改善のための水利調整－取水による水無川の改善－，プログラム評価，2003.
- 22) (財) ダム技術センター編集・発行：多目的ダムの建設，第 7 巻管理編，pp. 106～130，2005.
- 23) ダム管理研究会編著：ダム管理の実務，pp. 164-166，(財) ダム水源地環境整備センター発行，2001.
- 24) 高橋 裕：河川工学，pp. 100-103，東京大学出版会，1990.
- 25) 国土交通省：ダム事業-地域に与える様々な効果と影響の検証-，プログラム評価書，pp. 16-22，2003.



- 26) 飯田市川路水害予防組合：天竜川川路水防史続編，pp. 212-214，2003.
- 27) 竹村公太郎：ダム堆砂対策とその施工法に関する研究，pp. 13-14，名城大学学位論文，2004.
- 28) 新しい時代のダム管理を考える研究会：新しい時代のダム管理のあり方報告，2001.
- 29) Morris, G. L. : RESERVOIR SEDIMENTATION MANAGEMENT; WORLDWIDE STATUS AND PROSPECTS, 第3回世界水フォーラム，流域一貫の土砂管理セッション報告書，（財）ダム水源地環境整備センター発行，p. 179，2003.
- 30) 国土交通省河川局河川環境課監修：ダムの管理例規集，平成15年版，pp. 602-615，山海堂，2003.
- 31) 前出 22)，pp. 137-158.
- 32) 角 哲也：土砂管理で「千年ダム」の実現を，季刊 河川レビュー，VOL. 34, NO. 131, pp. 34-41，新公論社，AUTUMN，2005.
- 33) 大島俊之：Life Cycle Management を支える工学的技術と課題，土木学会誌，vol. 89, No. 8, pp. 18-19，2004.

## 第2章 堆砂量管理から粒径集団別土砂管理への展開

### 2.1 序説

本章では前章で設定した本研究の目的を達成するため、導入すべき粒径集団別土砂管理の枠組みを論ずる。

そのためにまず、これまで貯水池堆砂管理はどのように行なわれてきたかについて明かにする。

わが国のため池には数百年の管理の歴史を持つものが少なくない。これらのため池では貯水池の堆砂の進行に対してどのような対策がとられてきたか、堆砂管理の原点として関心が持たれるところである。

また、近年のわが国のダムは、新設時にあらかじめ一定量の堆砂容量を確保しておき当面の容量不足を回避するという方策が一般的にとられるようになった。この計画堆砂容量の設定にはどのような背景があったのか、どのように設定されてきたかも、明らかにしておきたい。

一方、1930年代までに竣工していた発電ダムの堆砂の進行が、1950年頃から主として貯水池上流の治水問題として顕在化してきた。その結果、1960年代後半には毎年の堆砂量測量結果を、河川行政を統括する国に報告する仕組みが制度化された。

こうして計画堆砂容量の設定と堆砂量モニタリングによる貯水池堆砂量管理体制が作られた。現在、わが国の多くのダムはこれらの方法による堆砂量管理が行われている。堆砂進行の動向によって、貯水容量もしくは貯水池機能の回復のための新たな措置を講ずることが可能にはなった。

しかし序章で述べた課題はこの貯める堆砂量管理では解決ができない。土砂を下流河川に流す貯水池土砂管理が必要である。まず、貯水池側からは、堆砂の進行が著しいいくつかのダムにおいて堆砂量の計画見通しと堆砂実績の乖離の原因に問題解決のカギがあると考えた。この原因分析の結果と、堆砂が進行して次の段階の土砂管理に移ろうとする美和ダムの事例研究を通じ、これからの下流河川へ流すダム貯水池土砂管理計画のあり方が探れるのではないかと考えた。

そして「比較的小規模な土砂量を対象として、なるべく貯水位を下げずに、流水が持つ自然のエネルギーとリズムにより、洪水時に下流河川に流下させ、土砂流入・堆積の状況に応じて段階的に流砂設備を拡充できる方式の確立」という本研究の技術展開を実現する手法として「粒径集団別土砂管理」を提案することとした。具体的には流入土砂の粒径と貯水池の流動特性から、いくつかの粒径集団に分け、それぞれの粒径集団ごとに実用的な貯水池流砂技術を開発・適用していくことである。

ここでは作業仮説として3つの手法の組み合わせを提示し、本研究の主たるテーマである粒径別貯水池流砂技術の開発・適用に関する研究の導入とする。

最後に堆砂対策の実施に伴う下流河川環境への影響もしくは効果に対する考え方を例示し、貯水池が捕捉する土砂の一部をダム設置に伴う影響緩和措置として下流へ流す順応的管理としての位置づけをさぐる。

## 2.2 堆砂対策としての計画堆砂容量設定

### 2.2.1 ため池管理の歴史から見た堆砂対策

わが国の灌漑用ため池の築造は、3世紀には始められていたようである<sup>1),2)</sup>。ここでは、それ以降、現代に至るため池築造および管理の歴史に散見される堆砂問題への対応の整理を試みる。

河内、大和など瀬戸内海沿岸地方を中心に古くからため池が築造され、その記録は日本書紀、古事記等にも見られる<sup>3)</sup>。これら灌漑用ため池には取水用の底樋が設けられていて、毎年もしくは数年に一度、灌漑期が終わると池を空にして堰堤や取水設備の点検等をしていたと考えられる。江戸時代には、通常、取水用の斜樋管と底樋管を連結した上流側斜面先付近に土砂吐門扉が敷設されており(図-2.1)、主として非灌漑期における落水時に取水口周辺の堆砂を排出していた<sup>4)</sup>。

その他、近年まで近傍の農地に堆砂を客土として利用した例や、干し上げと呼ばれた落水時に人夫を雇い、堆砂を底樋につながる流路に導き、流水とともに下流用水路もしくは河川に流し、下流農家では用水路等に堆積した土砂を排土もしくは農地へ客土した例もあったと現在のため池管理者は伝える。

江戸時代を通じて、ため池の堆砂対策についての記録はほとんど見る事ができない。唯一、満濃池で文化10年(1813年)に浚渫嵩上げ普請が行われた記録として、「讃岐国名勝図会」などに、寛永8年(1631年)の再興以来183年を経て池中二丈余も土が埋もったので堤に土を置き六尺高くしたことが記述されている<sup>5)</sup>。堆砂の進行に対する除去等の対策は受益者が自ら行う維持管理行為であり、藩等からの助成がないために記録されなかった可能性がある。

これに対し、同一河川に用水の水源を依存する一連の区域で、ため池が新設もしくは嵩上げされていく記録はよく残されている。例えば、現在の高松市東部を流れる春日川沿川の山田郡旧11か村九千数百石の田地は江戸時代の初期、その水利を春日川の流れと寛永12年(1635年)築造の神内池と山麓部の群小ため池に頼っていた。ここに第2のため池城池が正保4年(1647年)支川朝倉川に、第3のため池松尾池が寛文12年(1672年)別の支川に、また、第4のため池公淵池が文久3年(1863年)城池下流河川外にそれぞれ築造され、四箇池としてその水掛り1200町歩(1200ha)余りの水田を潤すことになった。この間、神内池は承応年間(1652～54年)と寛政5年(1793年)

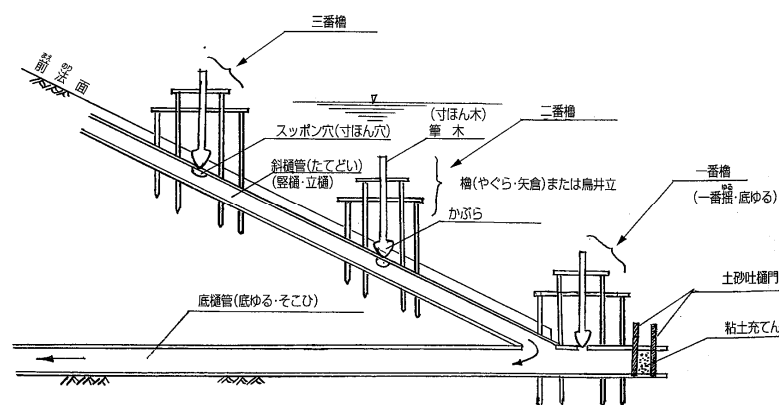


図-2.1 江戸時代のため池の取水装置と土砂吐設備<sup>4)</sup>

に、松尾池は天保8年（1837年）に堤体の嵩上げ工事が行われている<sup>6)</sup>。このような同一河川に用水の水源を依存する一連の区域で、ため池の新設もしくは堤体嵩上げが次々と行なわれることは農地の拡大のみならずため池の堆砂の進行となんらかの関係があることが想像される。

明治19年(1886年)に柏原謙益により編纂された陂池改良論は当時のため池管理の実態を反映したものと見る事ができる。陂池改良論について長町<sup>7)</sup>は「著者は、毎年のように用水不足のために農民が困窮するのは、ため池の管理保全に問題があると考え、具体的に次の三点の問題を指摘するとともに、新たに大規模なため池築造を目論むことの必要性を説いている。その第一は、年々開墾が進み灌漑面積が増加しているのに、ため池は堆積土砂の増加により貯水量は三割以上も減少し浚渫が急がれること。第二はため池の流域にある山林の保全。第三はため池の取水設備である樋管の改修の時期を失しないようにとの警告である。以上のような問題を指摘したうえで、最後に満濃池に匹敵する大池を香川郡と三野郡か豊田郡の内に築く必要のあることを提言している。」と紹介している。その提言は香東川上流の内場ダム(1953年竣工)、柞田川上流の豊稔池(1930年竣工)として実現したものと見られている。

このような一連の資料から、新たな利水需要への対応や利水安全度の向上を主な理由として堰堤を嵩上げもしくは新たなため池を築造し、必要な容量を確保するなかで堆砂による貯水容量減少を補ってきたことが推測される。また、堰堤嵩上げに土堤は都合がよい構造材料であった。

ため池の堆砂状況の統計資料としては、農林省が1952～54年度に全国のため池の調査を実施している<sup>8)</sup>。この調査は全国規模の本格的なため池調査の最初のもののようである。これによればこの頃、全国のため池数は289,713、うち受益面積5ha以上のため池数48,956、このうち「なんらかの機能障害をもつもの」27,710、そのうち「土砂が堆積し機能を害すもの」4251、堆砂率については5468のため池から回答があり、10%未満:1998、10～30%:1320、30%以上:921、その他・不明:1229であった。これより、堆砂による貯水容量の減少がかなり深刻な状態と考えられる堆砂率30%以上のため池数は、堆砂率について回答のあったダムの17%弱にあたる状況であった。

## 2.2.2 計画堆砂容量設定へ至る経緯

現在、わが国で採られている一般的方法である、新設時にあらかじめ一定の堆砂容量を確保しておき当面の容量不足を回避するという方策はダムの設計論から入っていったようである。

水力技術百年史では、1920年着工された宇治川志津川ダムと同じく1922年着工された木曾川大井ダムではダム設計荷重として自重、静水圧、揚圧力に加え堆泥圧も考慮されたと記述されていて<sup>9)</sup>、この頃より堆泥に関心が持たれたと考えられる。この当時、泥圧は堆泥深から算定することとしており、堆泥深の採り方について同史では「堆泥の深さは設計水頭の係数として扱われ、100%～33%を採る手法であった」としている。

藤井・高柳<sup>10)</sup>が紹介している1939年から1943年にまとめられた重力堰堤設計調査項目結論(案)(動力協会、日本発送電、堰堤設計委員会)では堆泥の深さの標準を「位置(上流に沈泥効果のある堰堤の有無)、水源状況(良好か良好でないか)、地積(貯水池が狭小か広大か)により区分し、固定堰堤の高さに対する百分率でそれぞれ30%～100%」と示している。

堆砂容量をとるようになった初期のダムの一つである北上川水系の猿ヶ石川田瀬ダム(建設着

### 第3章 粗粒土砂の貯水池堆砂形態とその掘削・搬出・ダム下流河川還元による管理

#### 3.1 序説

第2章で堆砂量管理から粒径集団別流入土砂量に基づく粒径集団別土砂管理へ展開していく方向を示した。本章では主として粗粒径集団を対象として、貯水池堆砂現象およびダム下流の河床変動現象を明らかにした上で、わが国の既設ダムでも比較的活用しやすい流砂管理の一手法としてダム下流河川土砂還元手法を論ずる。

自然河道の一部に貯水池が作られると、それまで流下していた上流からの流出土砂は、その粒径など土粒子が持つ特性と貯水池内の流速などの流動特性に応じて、貯水池内で分級され堆積していく。貯水池末端の標高の高い部分には比較的粒径の大きい土砂が堆積し、有効貯水容量の減少や上流河道への背水・背砂現象という事象が現れやすい。このような問題は、頂部堆積層形状の推定及び制御の問題として捉えられ、土砂水理学的な河床変動解析による検討も実用化されつつある<sup>1)</sup>。一方、ダム下流の河床変動についての研究は非平衡流砂運動とアーミング現象などを中心に進められ<sup>2)</sup>、近年では砂州表層の更新および粗粒化などに伴う生物生息環境の変化に関する研究に進展している<sup>3),4)</sup>。

本章ではまず、これらについて従来の研究を概観するとともに、図-2.11 及び表-2.2 に示す土砂流出が国内有数の天竜川本川の河口から約71km 地点に設置され、堆砂の進行が懸念されている佐久間ダムの貯水池堆砂と佐久間ダム下流約23km に位置しその逆調整機能をもつ秋葉ダムから下流河川区間の河床変動を事例にそれらの実態を明らかにする。

次に、近年わが国の多くの多目的ダムで行われている貯砂ダムの設置と、そこで捕捉された土砂を掘削・搬出し主に建設材に利用または処分場に廃棄する堆砂管理手法を概観し、佐久間ダムにおける浚渫・搬出と水位を低下させて土砂の流送を促進する流砂技術を代表的事例として取り上げる。佐久間ダムではこのような努力がされているが、近年の堆砂進行状況からはさらなる対策が必要と見られ、今後の貯水池内河床管理のあり方が注目されている。

一方、流砂系の連続性を保持し、豊かな河川環境を保全していくという観点からは、貯水池に捕捉される土砂をダム下流河道に戻し、最終的には海岸域まで流送されるのが望ましい。ダムからの土砂の適切な供給は下流河川・海岸の土砂環境ひいては生物生息環境の保全および回復の観点からも重要な意味があることが近年指摘されている。

このような中で既に貯砂ダム等に堆積した土砂をダム下流河川に還元する試験が全国いくつかのダム貯水池で始められている。この下流還元システムは順応的管理すなわち「試験しながら、検証し、技術的発展を遂げる」といった考え方<sup>5)</sup>に基づいている。こうした新たな土砂管理を持続的に運用していくためには下流域を含めた河川関係者の支持を得ていく必要がある。

本章後半では国内ダムにおける土砂還元試験実態の概要を整理するとともに、秋葉ダム下流河川で実施されてきた土砂供給試験を事例に、土砂還元によるダム下流河床管理の可能性について河床変動解析結果をもとに考察する。

### 3.2 貯水池堆砂の形態とダム下流河床の変動

#### 3.2.1 貯水池堆砂の形態

##### (1) 従来の研究

わが国の河川では、流出土砂の粒径別構成比は礫：砂：シルト・粘土＝(0～10%)：(35～40%)：(50～65%)程度と言われている<sup>6)</sup>。これらのうち掃流もしくは浮流形式で運搬される土砂は bed material load と呼ばれ、通常の河道の河床にはほとんど見られないシルト・粘土部分はウォッシュロードと呼ばれる。通常のダム貯水池ではこのような構成比を持つ土砂が流入し、図-3.1 に示すように貯水池の持つ堆積特性に応じて粒径ごとに分級された堆砂面が形成される。

まず堆砂面の貯水池縦断形状に関して、図-3.1 に典型的な堆砂形状と堆砂の進行過程が示されるように、i) 頂部堆積層 (Top-set beds)、ii) 前部堆積層 (Fore-set beds)、iii) 底部堆積層 (Bottom-set beds)、iv) 密度流堆積層 (Density current beds) の4部分から形成され、流入する土砂の粒度組成等によって堆砂形状にはいろいろの場合が現れてくる<sup>1)</sup>。i) と ii) はいわゆる「堆砂デルタ」と、また、i) から ii) への変化点は「デルタ肩」または「堆砂の肩」と呼ばれる。

i) から iv) の各部の形状については概ね次のように認識されている。頂部堆積層の勾配は元河床の勾配に比べ緩勾配となるが、前部堆積層の勾配は元河床に比べ急勾配となる。底部堆積層は元河床にほぼ平行に堆積し、密度流堆積層はほぼ水平に堆積する。堆砂デルタは貯水位運用によりその肩の位置が変化する。堆砂の進行に伴い、年間の最低水位付近の標高にデルタ肩を保ちながらデルタは前進する。この間、頂部堆積層の堆砂面は上流からほぼ一定勾配で上昇するので頂部堆積層の上流端はより上流へと遡上する。

建設省河川局監修「多目的ダムの建設」では堆砂形状の影響因子として、流入土砂の粒度特性、貯水位の変動、貯水池の形態等を挙げている<sup>7)</sup>。

櫻井らは旧建設省直轄管理の多目的ダムのうち、総貯水容量が 1000 万 m<sup>3</sup> 以上の規模で竣工後 10 年以上経過していることを基準として選定された全国の 30 程度の貯水池において実施された現地調査結果を整理・解析し、貯水池堆砂形態について次の3点を指摘した<sup>8)</sup>。

- ①大規模貯水池ではある程度、堆砂が進行すると堆砂の肩が形成される。
- ②堆砂の肩の標高は貯水池の運用（貯水位の変化）に大きく影響を受けている。
- ③細粒分含有率が大きい場合には堆砂の肩が形成されがたい傾向がみられる。

また、堆砂面の貯水池横断形状について Morris ら<sup>9)</sup>は、図-3.2 に示すように堆砂の初期は、主として各断面の最深部に集中し、その後は元の断面形状に関わらず水平面に近い堆砂面を形成するとし、その過程としては①濁質の密度流が凹部に沿って土砂を流送し堆積させる、②鉛直方向の濃度分布が対数分布であることにより浮遊土砂は主として横断面の最深部に堆積する、が重要であるとしている。

次に堆砂性状に関しては、これまでいくつかのダムでその時点までの堆砂性状を調べる目的でボーリング調査や採泥器による調査あるいは貯水池上流部におけるトレンチ調査などにより堆積土砂の粒度分布、密度等が計測されている。それらをもとに、一般的な堆砂形状の勾配変化点である堆砂肩を基点に、その上下流の貯水池内複数点において調査を行い、貯水池縦断方向の堆砂性状（粒度構成、間隙率、堆砂形態など）の概略が例えば図-3.3 のように整理されている<sup>10), 11)</sup>。

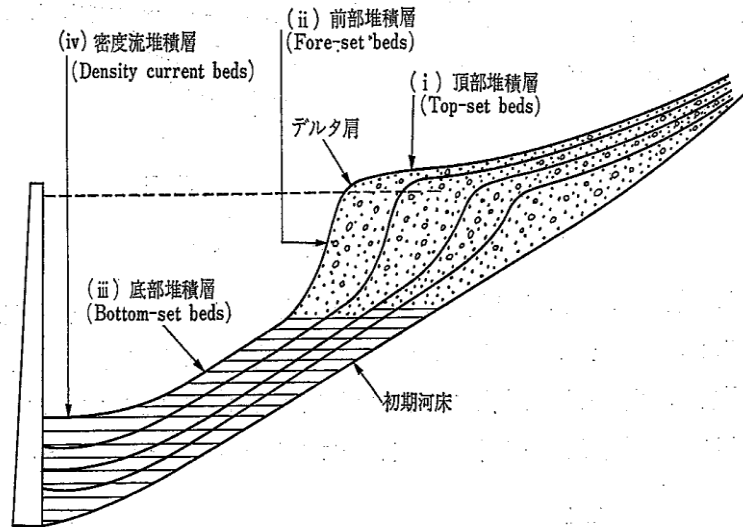


図-3.1 典型的なダム貯水池堆砂縦断形状

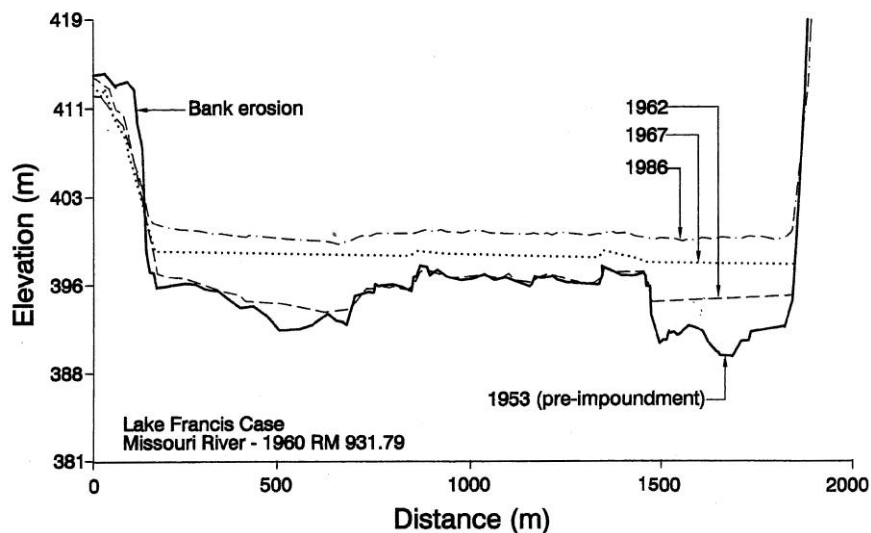


図-3.2 代表的な貯水池横断形状の変化<sup>9)</sup>

これらによれば、頂部堆積層は主として掃流形式で流送されてきた比較的粒径が大きい掃流砂または浮遊砂から構成される。前部堆積層はデルタ肩を通過した bed material load がその下流の短い区間に落ち込むように堆積することにより形成され、デルタは前進する。底部堆積層はウォシュロードの堆積によって生じる。密度流堆積層は高濃度の下層密度流によって輸送された微細粒土砂が形成する堆積層と言われている<sup>9)</sup>。

図-3.4 はボーリング資料における 60% 粒径と間隙率の関係を示したものである<sup>8)</sup>、間隙率は 60% 粒径が 0.1mm 以下では 60% を超えるようになる。堆砂形状推定のための河床変動計算結果や沈降土砂重量とその堆積体積量との関係には実質部分の体積と堆砂体積との換算が必要でこれらの間隙率の情報は貴重なものになる。

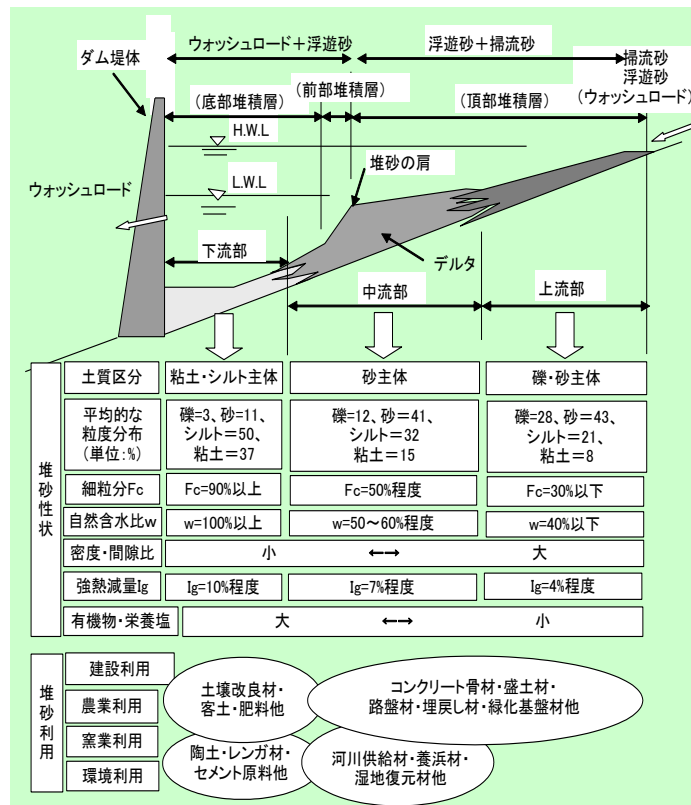


図-3.3 ダム堆積土砂の性状と有効利用方策<sup>11)</sup>

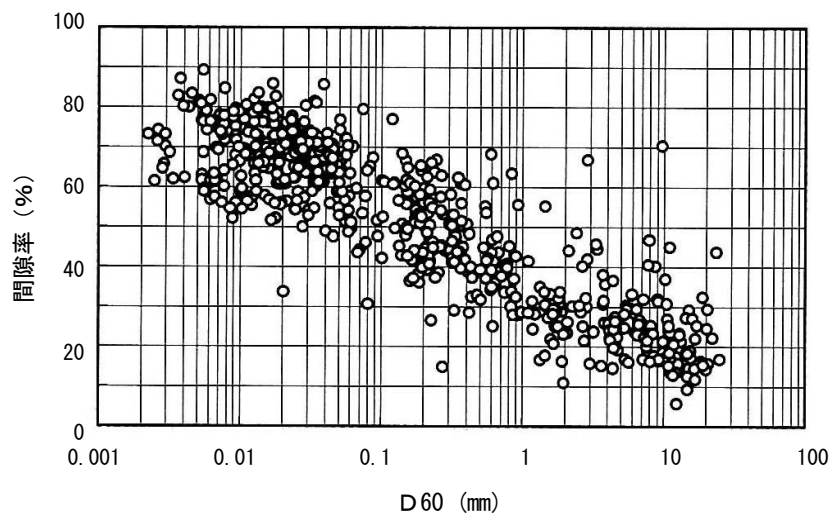


図-3.4 60%粒径と間隙率の関係<sup>8)</sup>

## (2) 佐久間ダム貯水池における堆砂過程

図-3.5は、佐久間ダム(図-2.11及び表-2.2参照)の堆砂縦断形状の経年変化を示したものである。近年の佐久間ダム堆砂縦断形状は密度流堆積層、底部堆積層、前部堆積層および頂部堆積層を有する典型的なタイプである。その堆砂デルタ肩は堆砂の進行とともに下流へ移動している。

同図より1961年出水(上流域で山腹の大崩壊があり大量の土砂が流入)により密度流堆積層お



よびデルタ肩の形成がはじめて明瞭となったことがわかる。この時期までは上流からの掃流砂・浮遊砂のほとんどが直上流にある平岡ダム（図-2.11 及び表-2.2 参照）に捕捉されて、当貯水池にはウォシュロードが主に供給されていた<sup>12)</sup>のが、ちょうどこの時期に平岡ダムは満砂状態になり<sup>13)</sup>、掃流砂・浮遊砂が通過し、佐久間貯水池に供給されるようになったと見ることができる。また、同図から 1971 年には新豊根発電所建設工事に伴う大きな水位低下があったが、それによるデルタ部の前進および堆砂の再移動の様子が年 1 回の堆砂測量結果にもよく表れている。

佐久間ダムでは管理者である電源開発（株）により 1979 年～1999 年にかけて湖底表層試料採取による性状調査，堆砂の活用を目的に堆砂面から約 10～20m の深さまでボーリング調査による堆砂性状調査が行われた<sup>14)</sup>。粒度分析調査も同時に行われている。図-3.6 はこれらのボーリング

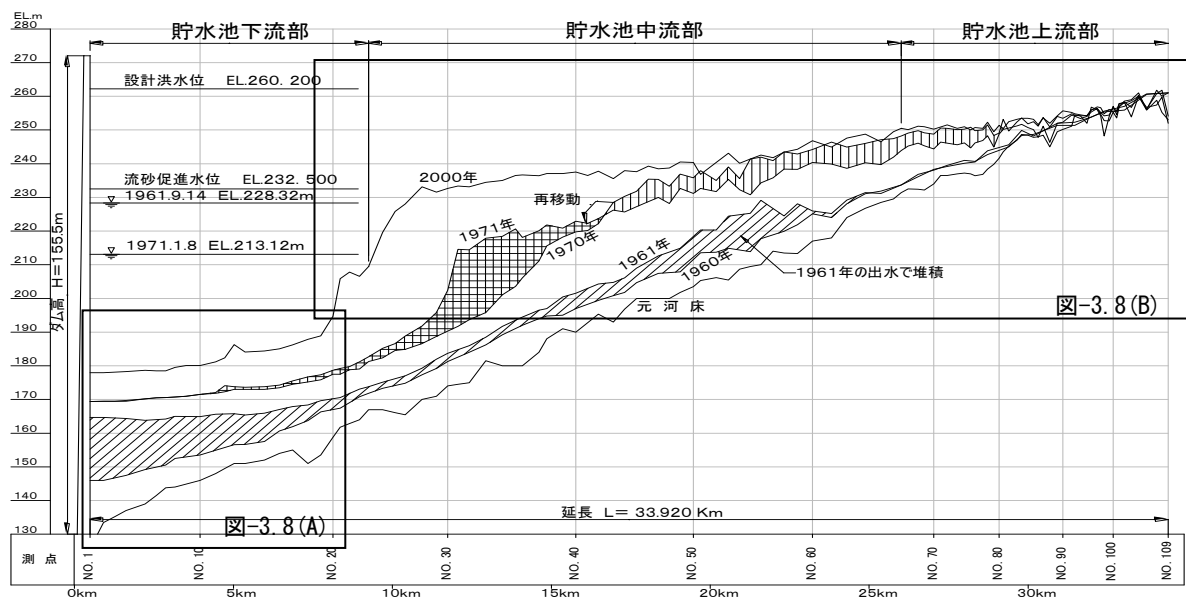


図-3.5 佐久間ダム貯水池堆砂進行経年変化図

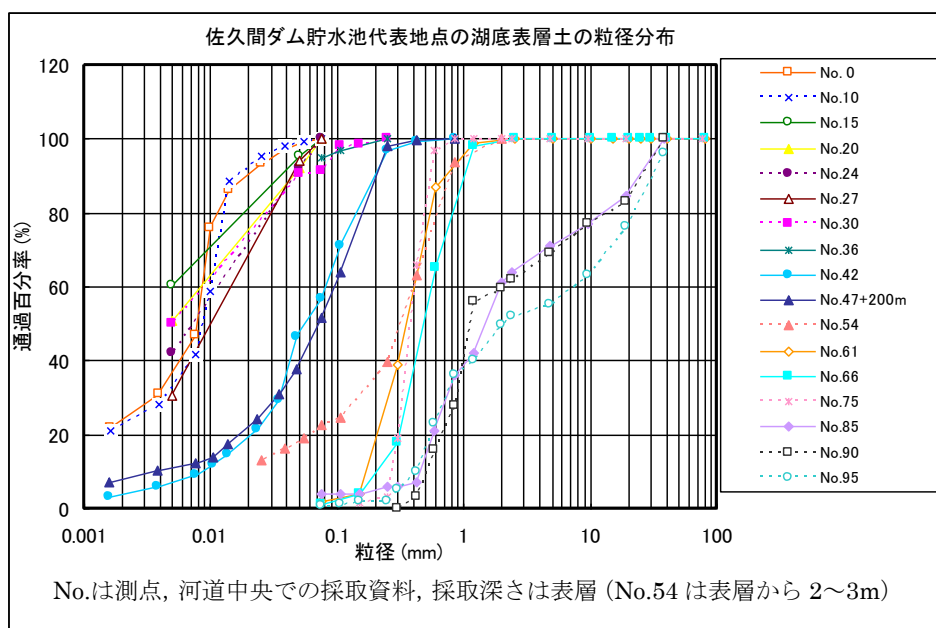


図-3.6 佐久間ダム堆積土の粒径分布

調査から深度別，ボーリング位置ごとの採取資料及び湖底表層試料採取の粒度分布を示したものである．これらを5つの土質区分（粘土・シルト，細砂，中砂，粗砂，砂礫）に分類した各土質区分の算術平均粒径加積曲線（図-3.7）および5土質区分柱状図をもとに全堆砂縦横断面図に5土質区分を明示した（図-3.8）．

これより，頂部堆積層内上流部の堆砂は，粗粒砂で0.2～2.0mmの粒径が多くなることがわかる．また，下流になるに従い細砂が卓越し，堆砂肩の先端ではシルトの割合が多くなることがわかる．また，堆砂肩の下流ではさらに粒径が小さい土砂（シルト，粘土）が貯水池底部に河床に平行または水平に堆積している．

図-3.7には図-3.8から得られる各断面の堆砂粒径区分ごとの面積を隣り合う断面間の平均値

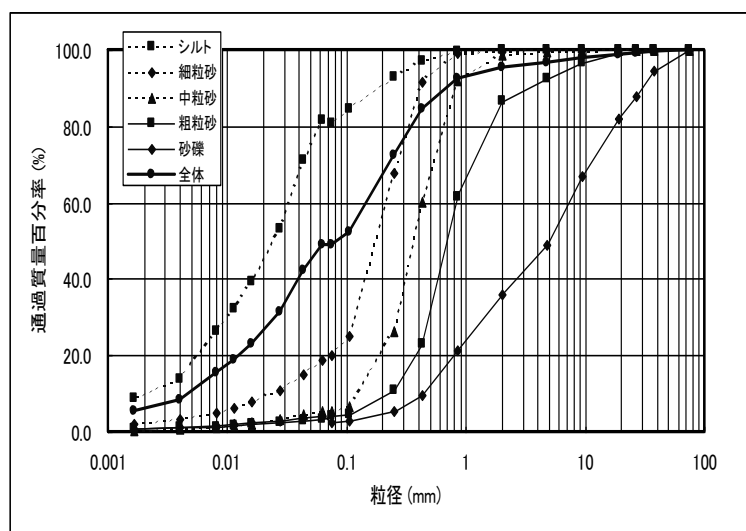


図-3.7 土質区分毎の平均粒径分布

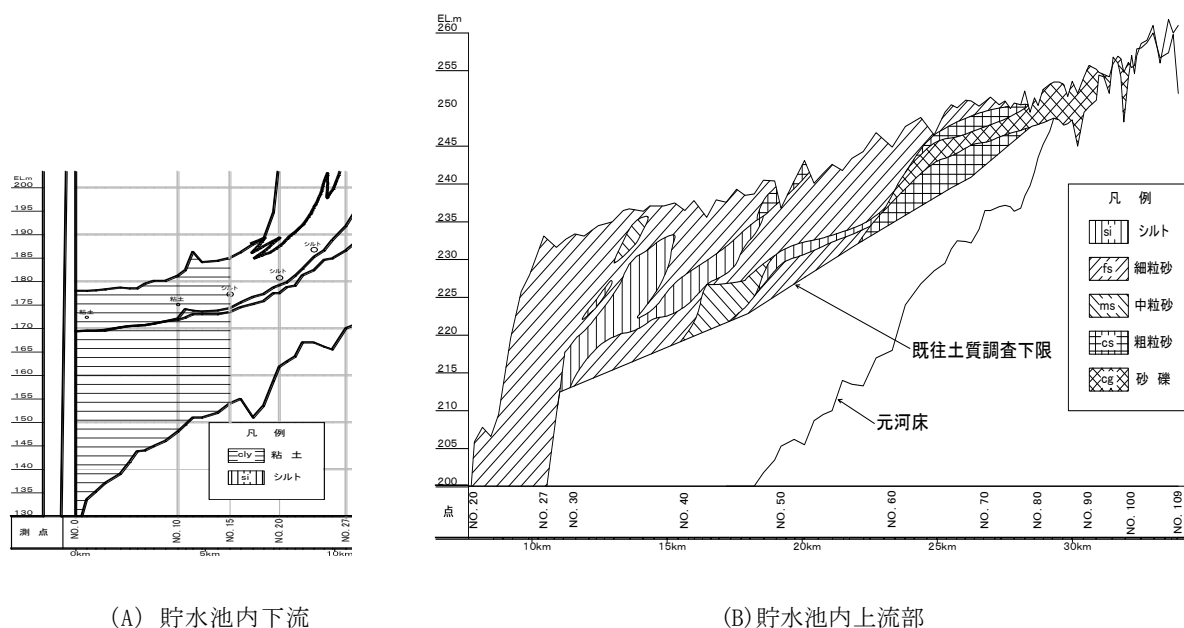


図-3.8 佐久間ダム貯水池堆積土砂の土層区分

と区間距離から堆砂粒径区分ごとの体積を求め、それを構成する粒径別重量百分率から、土質区分が判明している堆砂領域全体の粒度構成を推計した結果<sup>13)</sup>も示している。なお、ここでは採取資料の間隙率が測定されていないため粒径別の間隙率の違いを考慮していない。

### 3.2.2 ダム下流河床の変動

#### (1) 従来の研究

流砂のある河川に新たに貯水ダムが築造されると、流砂がダムによって遮断されることとなり、ダム下流河床は徐々に低下し、河床低下の進行につれて細粒分が選択的に輸送され、河床構成材料が次第に粗くなっていくアーミング現象が現れる<sup>2)</sup>。吉川<sup>15)</sup>は安芸の庄川における小牧、祖山ダム完成後の下流河床変動の研究結果等を示し、平均河床としての低下量が案外小さいのは、貯水池などによる流況の変化、支川からの土砂の流入などが考えられるが、最も大きな原因としては河床の細かい粒子が先に洗い流され、河床表面の土砂の粒度が次第に粗くなっていき、河床を洗掘から保護するようになることであると考えられるとしている。

山本<sup>16)</sup>は平野の研究<sup>17)</sup>などを紹介するとともに天竜川秋葉ダム(図-2.11 及び表-2.2 参照)下流区間の河床材料、河床変動の調査結果を報告している。これによれば秋葉ダム下流 6km 間はダム竣工後 1~2 年で表層の小粒径分が洗い流され、河床低下した後、平均河床はほとんど変化せず、大出水によって時々河床横断面を変えながら 1970 年調査時の河床状態に達したとみている。

芦田ら<sup>18)</sup>はダム築造によりダム下流に現れる河床低下と河床砂礫の粗粒化現象などを大規模スケールの河床変動と呼び一次元解析法が適用されるとし、計算例として黒木ら<sup>19)</sup>の十勝川における研究を紹介し、ダム下流部の平均河床の低下並びにアーマーコート<sup>20)</sup>の形成、洪水によるその破壊およびその後の再形成などの様子が 1 次元河床変動計算値によって表現されるとしている。

一方、河床変動には一次元解析法で表現される平均的河床変動に加えて、河道の平面形状と、そこに展開される砂州や蛇行、河川構造物周辺の洗掘などに関係する変動成分があり、これらの河床形態についての形成領域の研究も進められてきた。鱗状砂州は川幅の広い扇状地河川で河床が上昇気味の場合によく見られるようである。3.2.1 の堆積過程にある貯水池であっても貯水位の低下や堆砂排除等の人工的な操作が加えられると、河床は浸食過程をとり、その挙動はダム下流河道の変動と共通の現象を多く持つようになると考えられる。みお筋の形成や砂州の消長などの定量的な扱いは今後の研究課題である。

これら移動床水理学による研究は 1990 年代になって、河床形態の変化と生物群集の変化とを関係づける研究に展開していった。こうして例えば底生動物を対象に下流河道における砂州表層がリフレッシュしないことや河床材料の粗粒化がそこに生息する底生動物群集の変化の要因となり、底生動物群集の保全にとって生息空間の土砂収支の適正化が一つの重要な鍵となることなどが明らかにされた<sup>3),4)</sup>。しかし、ダムが河川生態系の構造や機能および生物群集に与える影響を評価する目的で実施された研究の蓄積は未だ少ない<sup>5)</sup>。生物群集に与えるダムの影響についての研究の進展が期待される。

なお、安倍川では河道部で砂利採取が規制され河床が上昇すると、河口部から隣接する静岡・清水海岸へ次第に海底の高まりが広がっていき、海岸侵食が回復する現象が確認されている<sup>20)</sup>。

## (2) 天竜川秋葉ダム下流の河床変動

### a) 河道部の全体的な河床変動

天竜川下流部 0～46km（河口から秋葉ダム直下流まで）区間の 1962 年（秋葉ダム竣工 1958 年の 4 年後）から 2000 年ころの約 30 年間ににおける平均河床高の変動量と砂利採取実績を図-3.9 に示す。これより、3km から 14km の区間の河床変動は河道から搬出された砂利採取量の経緯と強い相関があり、砂利採取を止めるとともに河床低下は止まったように見える。一方、14～25km（鹿島橋）の区間は大きな河床低下が起こっており、近年に至っても砂利採取の継続等によりその低下傾向は止まっていない。25～46km の区間はダム設置の影響と考えられる河床低下が 1970 年前後まで見られたが、その後、この区間でも砂利採取が始められ河床はやや低下傾向となっている。

また、図-3.10 は佐久間ダム貯水池内、河道部および海岸部の土砂の粒度分布を比較したものである<sup>13)</sup>。これより天竜川下流部の土砂動態の特性を次のように見ることができる。

- ①佐久間ダム貯水池内には粒径 0.1 mm 以下の微細粒土砂が 50% 以上を占める。
- ②粒径 0.1mm 以下の土砂は河道及び海岸にはほとんど存在しない。
- ③粒径 0.1mm～1.0mm の土砂が海岸砂浜を形成するが、河道にはほとんど堆積していない。
- ④粒径 0.1mm～200mm の土砂が河道に堆積して河床を形成するが、0.2mm 以下の土砂は概ね 10% 以下を占めるにすぎない。

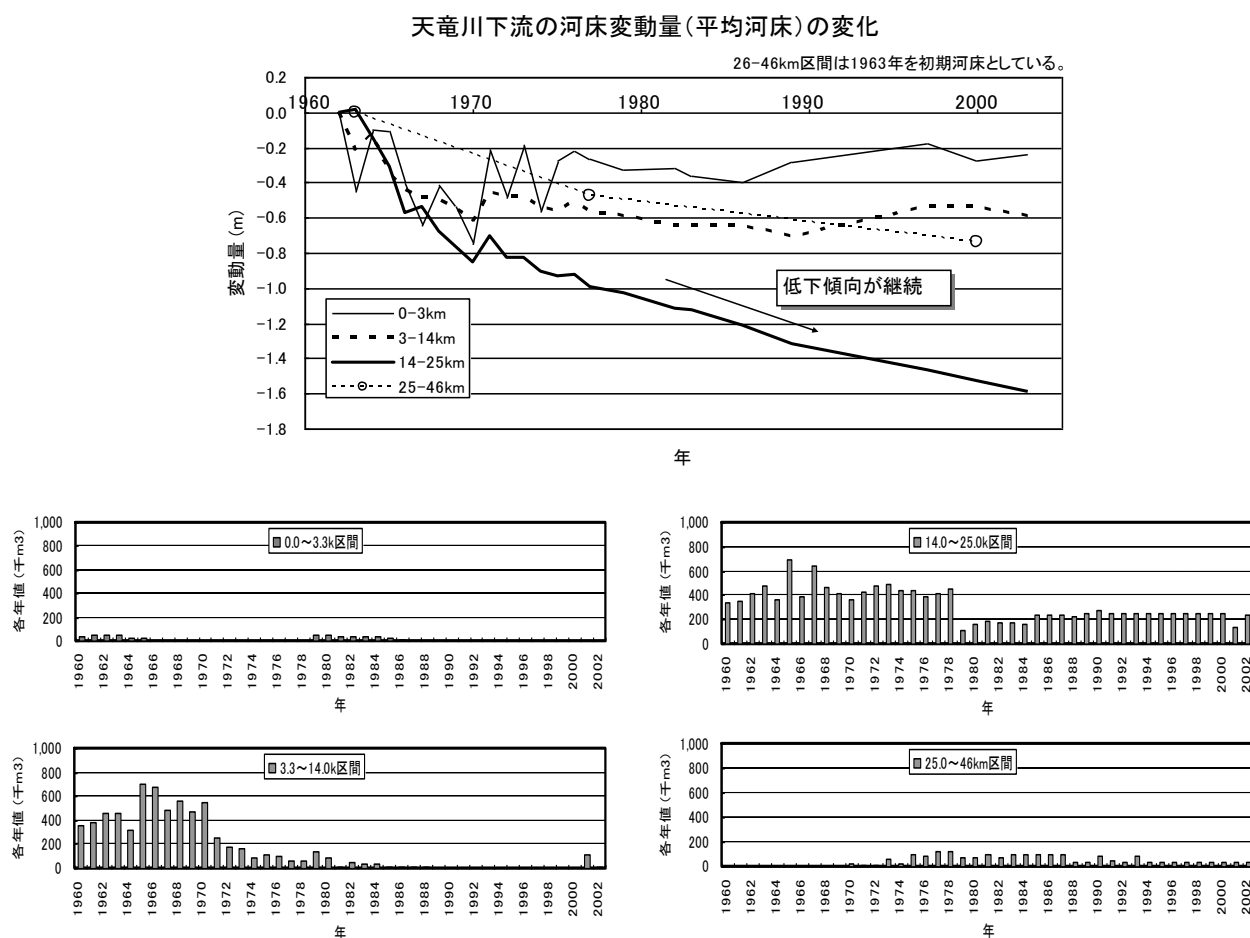


図-3.9 天竜川下流部の各区間の平均河床変動量の経年変化と砂利採取量

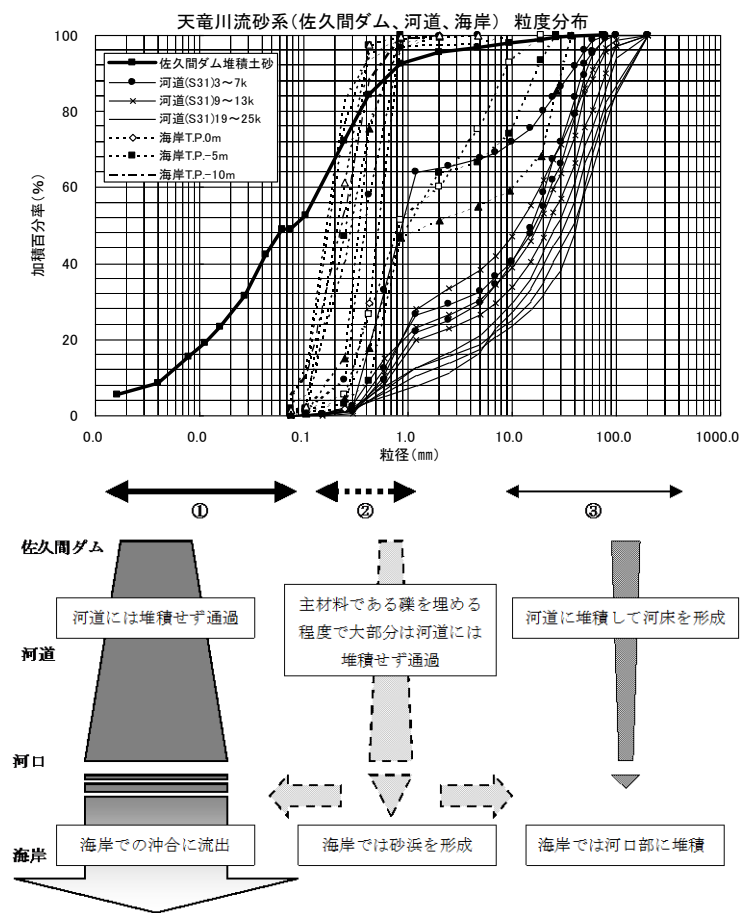


図-3.10 佐久間ダム堆砂土砂、河道、海岸における土砂の粒度分布と粒径集団特性の模式図

#### b) 秋葉ダム下流部とその下流船明ダム貯水域の河床変動

秋葉ダムの下流部と船明ダム（電源開発㈱の発電ゲートダム、洪水時にはダムの洪水吐ゲートは全開される。1978年竣工）貯水域では秋葉ダム建設前からの河床高観測記録はなく、設置後約5年を経た1963年以降のデータが存在するだけである。1963年から2000年までの同区間（河口から25～46km）の最深河床高の経年変化を図-3.11に示す。

1963年から2000年までの間、秋葉ダム直下流約7km区間（支川気田川合流点まで）はダムの影響と見られる3～5mの激しい最深河床の低下が読み取れる。これよりさらに下流約4kmの区間では上流にダムの無い支川気田川が合流するものの、最深河床の大きな低下が認められる。これに対し、船明ダム湛水域上流部約3km区間（河口から33～36km）では最深河床は上昇しているが、湛水域下流部約3kmの区間は大きな変化はなく、船明ダム下流の河床低下区間に続く。船明ダム湛水域上流部約3kmの最深河床が上昇している原因は船明ダム竣工以前の1977年の最深河床高データが上昇傾向を示していることから、船明ダム貯水池の堆砂の影響だけでなく、秋葉ダム発電放流口設置工事の影響もしくは地形的な何らかの原因が示唆される。船明ダムから鹿島間約5kmの区間（25～30km）においても、3～8m程度の最深河床の低下が読み取れる。

一方、秋葉ダム直下流から支川気田川合流点まで約7km区間（河口から40～47km）の2001年における河床表層と下層（表面マックス1m）の60%粒径縦断変化を図-3.12に、また同図中の地点2,9

の粒度分布を図-3.13に示す。図-3.12より地点2、地点4および地点7の表層の60%粒径は他の地点に比べ大きな値を示し、秋葉ダムから下流に行くほどその値は小さくなる傾向が認められる。また、地点9は大規模貯水池がない支川気田川との合流点よりも下流であり、60%粒径は表層と下層とで相対的に近い値を示す。図-3.13の地点2と地点9の粒度分布図とも併せ見ると、秋葉ダム設置に起因すると思われる河床材料の粗粒化が認められる。

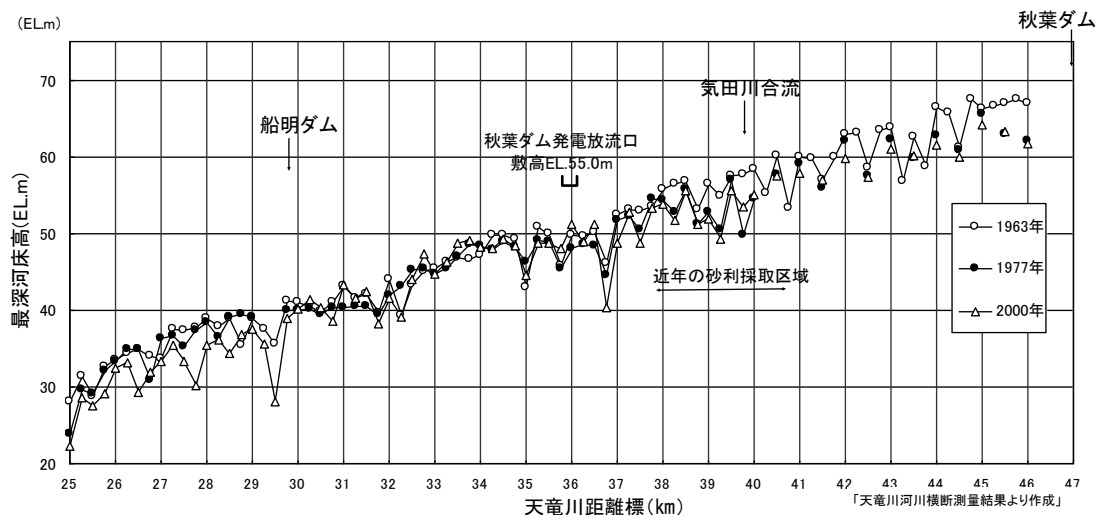


図-3.11 天竜川船明ダム～秋葉ダム河道最深河床縦断面図

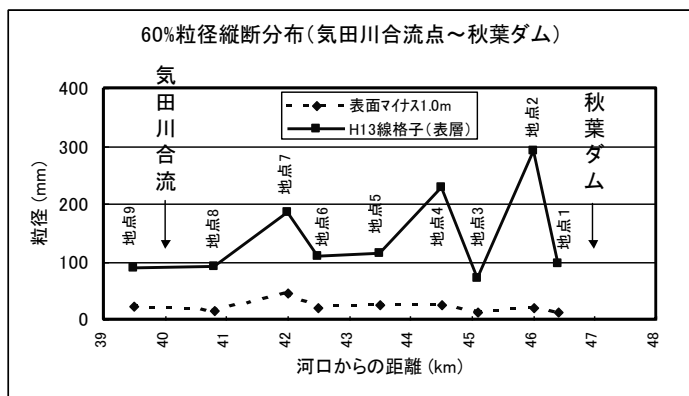


図-3.12 秋葉ダム下流河床土砂の代表粒径  
(60%粒径)の縦断変化

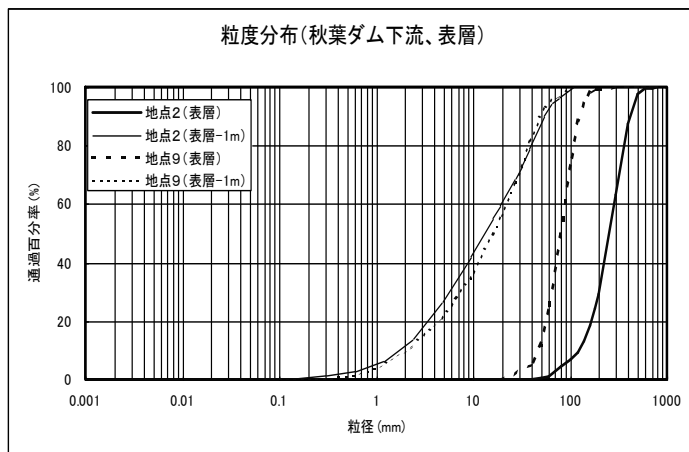


図-3.13 秋葉ダム下流河床の表層と  
下層土砂の粒度分布

### 3.2.3 貯水池堆砂形状変化とダム下流河床変動の推算

#### (1) 貯水池堆砂形状変化の推算方法

ここで3.3.2(3)と3.4.2(1)でそれぞれ述べる貯水池堆砂デルタ掘削・搬出とダム下流河川への土砂還元による影響もしくは効果を河床変動シミュレーションにより考察するために河床変動計算の方法についてふれる。

貯水池容量の配分計画や貯水池上流端の洪水対策あるいは貯水池内の堆砂面の制御等の検討を行なう場合、堆砂形状の推計は基本的課題である。「多目的ダムの建設<sup>21)</sup>」では、貯水池の計画堆砂面形状は水平にとって（堤体の設計では水平堆砂による泥圧荷重を用いる）その上に有効容量配分を行なっているが、実際は図-3.1のように傾斜堆砂をするため、特に洪水調節容量部分は堆砂デルタの影響を大きく受けると指摘した上で、堆砂形状の推定法をいくつか紹介している。

これらのうち経験的な方法<sup>22)</sup>ではその一般性に自ずと限界があり、貯水池堆砂を河床変動の一形態とみて水理学的に土砂の流送・堆積過程を追跡する研究が一次元的な解析法により1950年代から始められている。そして1970年代には掃流砂のみによる堆砂過程を、定常流に対する水理計算と河床変動計算を交互に繰り返す計算が電子計算機により行われるようになった。

芦田<sup>23)</sup>は掃流砂、浮遊砂およびウォシュロードが混在する場合の河道から貯水池への区間の河床変動計算方法に関して図-3.14を示し、

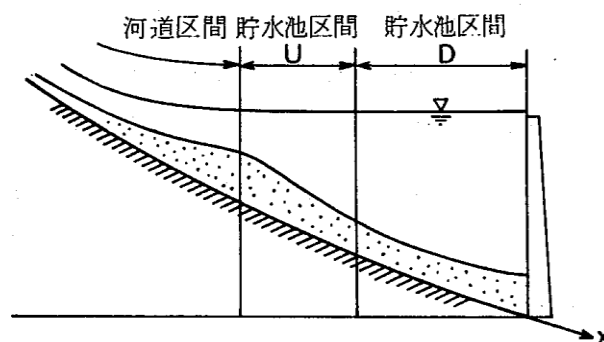


図-3.14 貯水池の領分区域<sup>23)</sup>

①河道に沿う水理量の変化が比較的小さく、浮遊砂量は各断面の水理量に対応する平衡状態の浮遊砂量式によって求められる河道区間、ウォシュロードは河床変動に影響を持たない。

②掃流力の流下方向の変化が比較的大きく、浮遊砂の非平衡性を考慮する必要があるが、かつ、掃流砂・浮遊砂が堆積する貯水池区間U、ウォシュロードは河床変動にあまり影響を持たない。

③ウォシュロードのみによる河床変動が生ずる貯水池区間D

の3種に区分して計算するのが便利とし、このうち①と②の境界の目安としては水深勾配  $dh/dx = 1/600$  で、これより小さい所を河道区間、大きい所を貯水池区間と考えてよいと述べている。

わが国で実際のダムの堆砂形状の推算が河床変動計算手法により行なわれたものには、まず、1970年代末にフラッシング排砂システムの検討が始められた黒部川出し平ダム（関西電力（株）、1985年）が挙げられる。掃流状土砂流れや堆砂形状を対象に、水理量の算定には1次元不等流計算を、掃流砂則は芦田・道上式<sup>24)</sup>などを用いて河床変動計算が行なわれたと推測される。

ついで、高須<sup>25)</sup>は同じく黒部川に出し平ダムより下流に建設される宇奈月ダム（国土交通省、2000年）のフラッシング排砂操作に伴う河床変動を予測するため、上流より常流から射流へと移行すると同時に、河床変動量が極めて大きくなる流れを対象とする一次元計算方法を報告している。また、道上<sup>26)</sup>は一次元河床変動計算の再現計算結果と観測結果を比較した天竜川美和ダム貯水池内での解析事例を紹介し、一次元計算でもある程度堆砂予測ができるとしている。

本章では佐久間ダム貯水池内頂部堆積層と秋葉ダム下流河道の河床変動を扱う。水深勾配は

1/600 より小さいため、これまで行なわれてきた流砂量は各断面の水理量によって決まるとする  
 芦田・道上の掃流砂量式<sup>24)</sup>と芦田・道上が導いた浮遊砂量式<sup>27)</sup>を用い、河床の変動は流砂量の場合  
 所的な変化により起こるとする計算方法を用いている。その概要を次の(2)にまとめた。3.4.2の  
 ダム下流河道区間の河床変動計算方法もこれと同じ方法で計算した。

## (2) 河道区間を対象とした一次元河床変動計算手法

土砂水理学的な河床変動計算法は、貯水池内河道区間の堆砂現象およびダム下流河道の河床低下現象などを流砂量の場合的の不均衡に起因する河床変動としてとらえるものであって、原理的には、流水の運動方程式と連続式および土砂の運動方程式と連続式の4種の方程式を連立させて解きながら河床形状の変化を追跡していくものである。計算手順は河床形状を固定して定常流（一次元不等流など）計算により得られた流れ場を用いて流砂量を求め、粒径ごとの連続式により一定区間の一定時間後の河床変動量が計算される。河床高の変化を得ると、次の時間ステップの流れの計算に移る逐次計算法である。

### 1) 流れの場の計算

一次元不等流計算では流れの連続式である(3.1)式と抵抗則にマニングの式を用いた運動方程式である(3.2)式を用いる。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

$$\frac{d}{dx} \left( \frac{1}{2g} \frac{Q^2}{A^2} + h + z_b \right) = - \frac{n^2 u_m^2}{R^{4/3}} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに  $Q$  : 流量,  $x$  : 流下距離,  $A$  : 流下断面積,  $u_m$  : 断面平均流速,  $h$  : 水深,  $z_b$  : 河床位,  $g$  : 重力加速度,  $n$  : マニングの粗度係数,  $R$  : 径深である。

### 2) 掃流砂量と浮遊砂量の計算

①掃流砂量式は一般には次式で表される。

$$q_{Bi} = func(u_*, d_i, p_i) \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに  $q_{Bi}$  : 単位幅粒径別掃流砂量,  $u_*$  : 摩擦速度,  $d_i$  : ある粒径範囲の砂礫の平均粒径,  $p_i$  : 粒径  $d_i$  の砂粒子が河床表面(交換層中)に含まれる割合である。

これまで研究、提案されてきた掃流砂量式は河村<sup>28)</sup>によれば芦田・道上式<sup>24)</sup>に代表される抗力モデル、揚力モデルとしての佐藤・吉川・芦田式(土研式)のほか次元解析モデル、エネルギー保存則モデル、躍動モデル、確率過程モデルに分類されるものを加え30式にも及ぶとされる。これらのなかで芦田・道上式は実用的に精度が高いとされている。

芦田・道上式は次のように示される。

$$\frac{q_{Bi}}{p_i \sqrt{sgd_i^3}} = 17 \tau_{*ei}^{3/2} \left( 1 - \frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}} \right) \left( 1 - \sqrt{\frac{\tau_{*ci}}{\tau_{*i}}} \right) \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

ここに,  $\tau_{*i}$ ,  $\tau_{*ci}$ ,  $\tau_{*ei}$  はそれぞれ, 無次元掃流力, 無次元限界掃流力, 無次元有効掃流力であり, 以下のようなものである。



$$\tau_{*i} = \frac{u_{*i}^2}{s g_i c_i}, \quad \tau_{*c_i} = \frac{u_{*c_i}^2}{s g d_i}, \quad \tau_{*e_i} = \frac{u_{*e_i}^2}{s g d_i}$$

ここに、 $u_*$ 、 $u_{*c}$ 、 $u_{*e}$ はそれぞれ、摩擦速度、限界摩擦速度、有効摩擦速度である。

また、有効摩擦速度  $u_{*e}$  は次式で与えられる。

$$\frac{u}{u_{*e}} = 6.0 + 5.75 \cdot 10^{-10} \left( \frac{h}{d(1+2\tau_*)} \right) \dots\dots\dots (3.6)$$

なお、粒径別限界掃流力の推定には Egiazaroff 式の芦田・道上による修正式<sup>29)</sup>を用いた。

②平衡状態の浮遊砂量式は一般に次式で表される。

$$q_{Si} = \int_a^h u(z) C_i(z) dz \dots\dots\dots (3.7)$$

$$q_S = \sum q_{Si} \dots\dots\dots (3.8)$$

ここに  $q_S$ ：単位幅浮遊砂量、 $q_{Si}$ ：単位幅粒径別浮遊砂量、 $u$ ：流下方向流速、 $C_i(z)$ ：粒径  $d_i$  の河床面上  $z$  の点における濃度、 $z$ ：河床からの距離、 $u(z)$ ：河床面上  $z$  の点における時間平均流速、 $a$ ：河床から浮遊砂濃度の基準点までの高さである。

浮遊砂量式は、 $u(z)$ にどのような流速分布を、また、 $C(z)$ としてどのような濃度分布式を使用するかによって、その形式は異なったものとなる。

浮遊砂濃度分布モデルには Rouse 式や Lane-Kalinske 式に代表される拡散モデルの他、エネルギー（重力）モデル、確率過程モデルがある<sup>28)</sup>。これら濃度分布式は相対濃度を示すものであり、浮遊砂の濃度を求めるには基準面濃度  $C_a$  が必要である。

基準面濃度を求めるモデルで代表的なものには底面濃度を掃流層の濃度に接続させる Einstein 型モデル、鉛直方向の変動速度により浮上する粒子のフラックスと沈降する量を等しいとおく Lane-Kalinske 型モデルおよび砂粒子躍動モデルがある<sup>28)</sup>。芦田・道上の基準面濃度モデル<sup>30)</sup>は Lane-Kalinske 型モデルを発展させたものとされている<sup>31)</sup>。

芦田・道上<sup>27)</sup>は濃度分布にラウス式を、基準面濃度に芦田・道上のモデルを、流速分布に対数則をそれぞれ用いて導いた浮遊砂量式を次のように示しており、実用に供されている。

$$q_S = q \Delta F(w_0) C_a \left[ \left( 1 + \frac{1}{\kappa} \frac{u_*}{V} \right) \Lambda_1 + \frac{1}{\kappa} \frac{u_*}{V} \Lambda_2 \right] \dots\dots\dots (3.9)$$

$$\text{ただし、} \Lambda_1 = \left( \frac{a}{h-a} \right)^Z \int_{a/h}^1 \left( \frac{1}{\eta} - 1 \right)^Z d\eta, \quad \Lambda_2 = \left( \frac{a}{h-a} \right)^Z \int_{a/h}^1 \ln \eta \left( \frac{1}{\eta} - 1 \right)^Z d\eta, \quad Z = \frac{w_0}{1.2 \kappa u_*}$$

ここに、 $q$ ：単位幅流量、 $\Delta F(w_0)$ ：沈降速度  $w_0$  の砂粒子が河床中に占める割合  $\eta = z/h$ 、

$C_a$ ：基準点濃度で次式で与えられる。

$$C_a = K \left\{ \frac{g(\xi_0)}{\xi_0} - G(\xi_0) \right\} \dots\dots\dots (3.10)$$

$$\text{ここに、} K=0.025 \quad g(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi_0^2\right), \quad G(\xi_0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\xi_0}^{\infty} \exp\left(-\frac{1}{2}\xi^2\right) d\xi, \quad \xi_0 = \frac{w_0}{0.75u_*}$$

### 3) 河床変動の計算<sup>28)</sup>

① 河床変動量は  $q_{BS} = \sum q_{Bi} + \sum q_{Si}$  を用いると流砂（掃流砂および浮遊砂）の連続式(3.11)式により表される.

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{(1-\lambda)B} \cdot \frac{\partial(q_{BS} \cdot B + q_{in})}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (3.11)$$

ここに  $B$  : 川幅(掃流浮遊変動幅),  $\lambda$  : 空隙率,  $q_{in}$  : 支川等からの単位幅当りの流入土砂量である.

なお,  $B$  については実用的にはレジューム則  $B = \alpha Q^{1/2}$  ( $\alpha = 2 \sim 7$ ) を用いることが多い.

② 粒度分布について平野<sup>18)</sup>は混合砂礫の掃流砂に起因する河床材料の粒度分布に関する基礎式を導いている. この考え方を浮遊砂を含む場合に拡張して粒度分布の連続式は(3.12), (3.13)式で表される.

河床上昇  $\partial Z / \partial t \geq 0$  の場合 :

$$\frac{\partial p_{ib}}{\partial t} = \frac{1}{D} (p_{iB} - p_{ib}) \frac{\partial Z}{\partial t} - \frac{(q_{BS} + q_{in}) \partial p_{iB}}{D(1-\lambda) \partial x} \dots\dots\dots (3.12)$$

河床低下  $\partial Z / \partial t < 0$  の場合 :

$$\frac{\partial p_{ib}}{\partial t} = -\frac{1}{D} (p_{iB} - p_{ib0}) \frac{\partial Z}{\partial t} - \frac{(q_{BS} + q_{in}) \partial p_{iB}}{D(1-\lambda) \partial x} \dots\dots\dots (3.13)$$

ここに,  $p_{ib}$  : 粒径  $d_i$  の砂礫が交換層において占める割合,  $p_{iB}$  : 粒径  $d_i$  の砂礫が流砂中において占める割合,  $p_{ib0}$  : 粒径  $d_i$  の砂礫が交換層直下の元河床において占める割合,  $\lambda$  : 河床空隙率,  $D$  : 交換層厚である.

これに対し, 近年では浮遊砂による河床変動量は浮上フラックスと沈降フラックスの差によるとする考え方が一般的になっており, 浮上フラックスはその断面の水理量によって決まり, 沈降フラックスは前時間ステップと上流側の浮遊砂濃度との連続条件から決まるとする方法がとられている<sup>32)</sup>.

ダム貯水池の堆砂形状の推算にもこのような方法がとられ始めており, 深谷ら<sup>33)</sup>が矢作ダム(国土交通省, 1970 年)の堆砂対策の検討に Laine-Kalinske による浮上フラックスを用い, さらに柏井<sup>34)</sup>は浮遊砂の非平衡運動を取り扱う堆砂計算モデルを開発・実用化しているとし, 浮上フラックスを求めるために必要な基準面濃度に芦田・道上の提案式を用いたとしている. また, 数値流砂水理学の研究の進展も著しい<sup>35)</sup>.

なお, 1997 年に改訂された建設省河川砂防技術基準(案)同解説・調査編では河川の水位計算における平均流速公式も「複断面形状の効果」, 「潤内内の粗度状況の変化」および「複断面形状や樹木群などが原因となって, 河道横断方向に急な流速変化が生じ, そこで生じる付加的エネルギー損失により, 流れ全体の流水抵抗が増大する効果と説明される“干渉効果”」を考慮するため 1 断面内の各分割断面の粗度係数  $n_i$  や境界混合係数  $f_i$  を導入し, 準 2 次元的な扱いもされるようになっている. 河床変動を取り扱う場合でも準 2 次元的な水理量の設定による説明が必要になることも考えられる.

これらの研究成果等はいずれ実用化されることと考えられるが、本研究では前述した従来から用いられている不等流計算式および平衡浮遊砂量式により一次元河床変動計算を行い、その結果をもとに考察を進めていく。その計算法で現状レベルでは大きな差異はないと思われる。

### 3.3 貯水池堆砂管理方策としての堆砂の掘削・浚渫とその搬出

#### 3.3.1 全国の状況

##### (1) 貯砂ダムの設置と陸上掘削

わが国のダム貯水池は建設に際しあらかじめ100年間の堆砂量を見込んだ計画堆砂容量を備えているが、建設後数十年を経て取水口周辺の堆砂や貯水池上流河床上昇などが生じてくると、貯砂ダムの設置や掘削・浚渫といった緊急避難的・局所的な対策がとられ始める<sup>36)</sup>。この段階での貯水池堆砂管理としては粗粒土砂の掘削・浚渫による搬出とその有効利用が最も一般的な方法である。

流入土砂中、比較的粒径の大きい掃流砂の占める割合が高いわが国の貯水池においては、貯砂ダムの設置による土砂の捕捉が有効であり、近年、多くのダムで実施されている。これは、貯水池上流端に堤高の低いダムを設置して比較的粒径の大きい流入土砂を堆積させ、それを定期的に排除するものである。この特徴は、洪水時以外に、貯砂ダムに堆積した土砂を陸上掘削することが可能であるため、容易に効率よく掘削除去できること、搬出土砂の多くは比較的粒径の大きい土砂であるため、コンクリートの骨材等として有効に活用できること等である。つまり、貯砂ダムは捕捉した土砂を低コストで掘削排除することを前提に計画され、掘削排除のための補助手段として位置づけられる。

以下、国土交通省提供資料を基に貯砂ダムの設置状況を略述する。

2001年3月現在、国土交通省所轄ダム約440ダムのうち、約13%の57ダムで合わせて76基の貯砂ダムが設置あるいは建設されており、その総貯砂容量は約1,200万 $\text{m}^3$ である。

また、国土交通省直轄・水資源機構管理のダムは2003年3月調査では100ダムあり、そのうち33ダムに合せて48基（三春ダムの前貯水池4基を含む）が設置されている。これらの貯砂ダムでは、特別のものを除き貯砂ダム計画堆砂容量と本ダム計画堆砂容量の比率は0.5～1.5%が多い。また、形式では重力式コンクリートダムによる固定堰形式が多いがコンクリートブロック製も採用されている<sup>37)</sup>。

図-3.15の小渋ダムの貯水池縦断面図に貯砂ダムの設置位置およびそれらの堆砂形状を示す。砂防ダムなどの満砂状態の堆砂勾配は、元河床勾配の $2/3 \sim 1/2$ になるなどの観測がされており、貯砂ダムでもそのよう

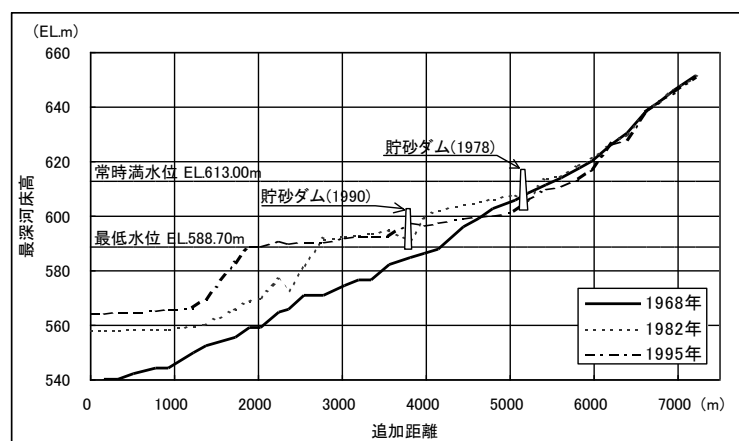


図-3.15 小渋ダム貯水池縦断面図

な状態になると考えられる。

写真-3.1 は小渋ダム第2貯砂ダム(1990年竣工)である。



写真-3.1 小渋ダム第2貯砂ダム写真<sup>36)</sup>

## (2) ダム貯水池における堆積土砂の

### 掘削・浚渫

ダム貯水池の堆砂管理については、1998年に旧建設省が全国のダム管理者を対象にアンケート調査を行なっている<sup>10)</sup>。580ダムから回答があり、堆積土砂の掘削・搬出を行っているダムは147ダムで、調査ダム全体の25%であった。貯水池からの土砂搬出量の経年変化を図-3.16に示す。これによると、1988年～1997年までの10年間に $3\sim5\times10^6\text{m}^3$ 、平均して年間 $3.9\times10^6\text{m}^3$ の掘削・搬出が行なわれている。

掘削方法は陸上掘削では一般的には掘削積み込みにバックホウ、運搬用にダンプトラック、ストックヤードなどでの敷均しにブルドーザの組み合わせとなり、運搬距離は20km程度までが多い。

水中掘削は浚渫と呼ばれ、ポンプ浚渫船やクラブ浚渫船が用いられる。一般にポンプ浚渫は堆積土砂の粒径が小さい場合に、クラブ浚渫は粒径がシルトより大きい場合に用いられる。浚渫船で掘削された土砂は水切り後、土砂運搬船に積み込まれ揚陸場へ運搬、クラムシェルなどにより陸揚げされ、ダンプトラックでストックヤードに運ばれる場合や、スラリー状のままポンプ圧送され、湖畔の一次ストックヤードに仮置きされる場合等がある。

このように浚渫には大規模な専用設備が必要で、一般的には陸上掘削に比べて費用が高く、浚渫時の濁水発生の問題も生じやすい。しかし、水位を低下できず、陸上からの掘削が不可能な場合など他の代替手段が無い場合に浚渫が用いられている。

図-3.16 中利用率は全体採取量に占める有効利用量の割合であり、需要量等から年間約 $2\times10^6\text{m}^3$ が利用される上限となっている。

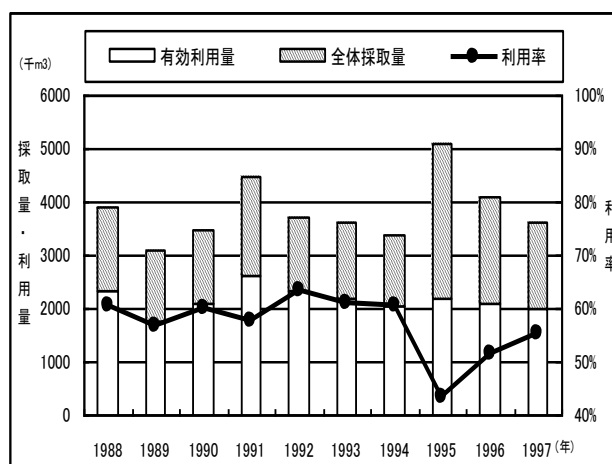


図-3.16 土砂搬出量の経年変化

### (3) 搬出土砂の活用と処分

掘削排除の課題はその搬出先である。先のアンケート<sup>10)</sup>では掘削排除土砂の約60%にあたる $2.2 \times 10^6 \text{ m}^3$ がコンクリート骨材や盛土材として有効活用されている。その内訳は図-3.17に示すように、コンクリート骨材と盛土材料としての利用で約85%を占める。

これまでこのような努力はされてきたが、ダム貯水池側の堆砂排除の時期等の事情と利用側の受け入れ事情は必ずしも一致せず、安定したシステムとなっていない。図-3.16からわかるように、搬出量の約40%はなんらかの処分地に費用をかけて廃棄されている。現在、有効活用されている土砂量の建設資材全体に占める割合が少ないこと、また、年堆砂量に対する土砂採取量が少ないことより、一層の活用が期待されるが、有効活用を推進するためには、利用側が負担可能な範囲の費用にしていけることが求められる。しかし、分別・廃棄等の処理コスト、運搬コスト、交通環境問題等の課題を解決する方策は容易には見あたらない。

この調査では河川供給材の扱いであるが、流砂の連続性の確保を考えれば、ダム下流が必要とする土砂量については、なんらかの仕組みで堆砂の一部を下流河川に供給していく必要がある。

大矢らはダム湖の浚渫土砂をなんらかの処理をしたうえで河川供給材に活用するための室内実験を行っており、低圧フィルターによる脱水処理などの簡易な処理を行うことにより、そのままでは河川還元が困難な細粒土砂の河川還元時の濁り発生を大きく抑制できることが明らかになったとしている<sup>38)</sup>。

### 3.3.2 佐久間ダム貯水池でのこれまでの対応

#### (1) これまでの堆砂対策

図-3.5に示したように佐久間ダム貯水池上流部の堆砂による洪水位の上昇は1970年頃から無視できない高さに達し、設計洪水量( $7700 \text{ m}^3/\text{s}$ )に近い大規模な洪水が発生した場合には第三者の土地が冠水する恐れが生じてきた。電源開発(株)はとりあえず冠水危険地域の用地を買収するなどの暫定措置を行ないながら堆砂対策の検討が始められた<sup>39)</sup>。ちょうどこの頃、1971年から砂利採取による掘削搬出も行なわれ始めた。

岡田、馬場<sup>39)</sup>によれば当時、必要と考えられた主要な堆砂対策は、①低水位期間を長く保持することによって掃流能力を高め、堆砂を底部堆積層(死水容量内)に収容する、②頂部堆積層の浚渫を継続実施する、③堤内排砂管による堤外排出であった。

その後、これらの経緯を踏まえ1981年の水利権更新に際し、湖内掃砂他による1970年河床の復元・維持を基本方針とすることになり、それまで続けてきた湖外搬出に加え、湖内移送は1990年から、湖内掃砂は1991年から行なわれるようになった(図-3.18)<sup>40)</sup>。これら湖外搬出、湖内移送および湖内掃砂は以下のように行われている。

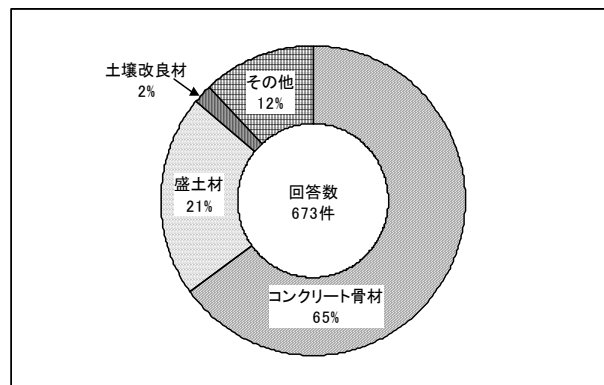


図-3.17 有効活用の目的<sup>10)</sup>

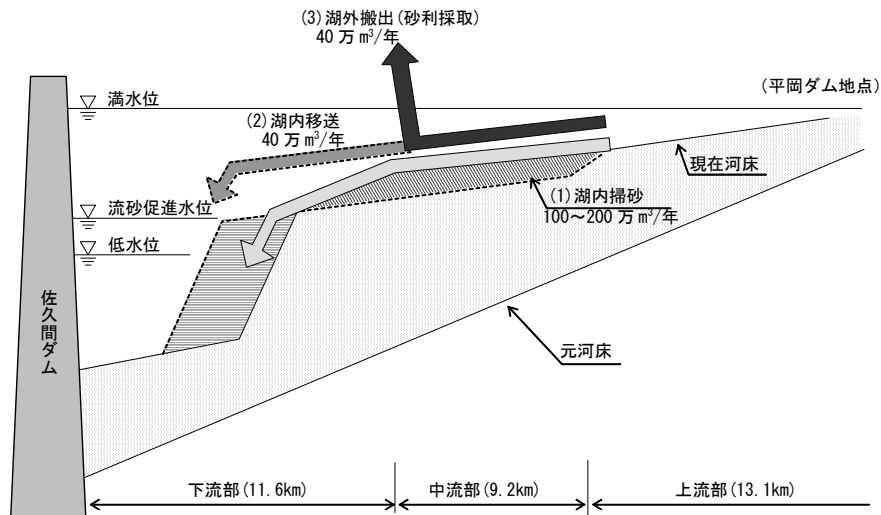


図-3.18 佐久間ダム貯水池における3つの堆砂対策

#### ①湖外搬出

佐久間貯水池内の堆積土砂の一部は、コンクリート・アスファルト骨材もしくはゴルフ場用砂として利用できるため、砂利採取業者が浚渫採取しており、1995年から年間40万 $\text{m}^3$ を目途に湖外搬出されている。搬出方法は2隻の浚渫船で貯水池内土砂（主にコンクリート骨材用の粗砂）をサンドポンプにより船倉に積み込み、水切りして、ダム上流約5km右岸地点に設けられた揚砂場まで運航して陸揚げし、それをトラック輸送によって搬出、販売されているものと、貯水池末端部で陸上掘削され同じくトラック輸送によって搬出、販売されているものがある。

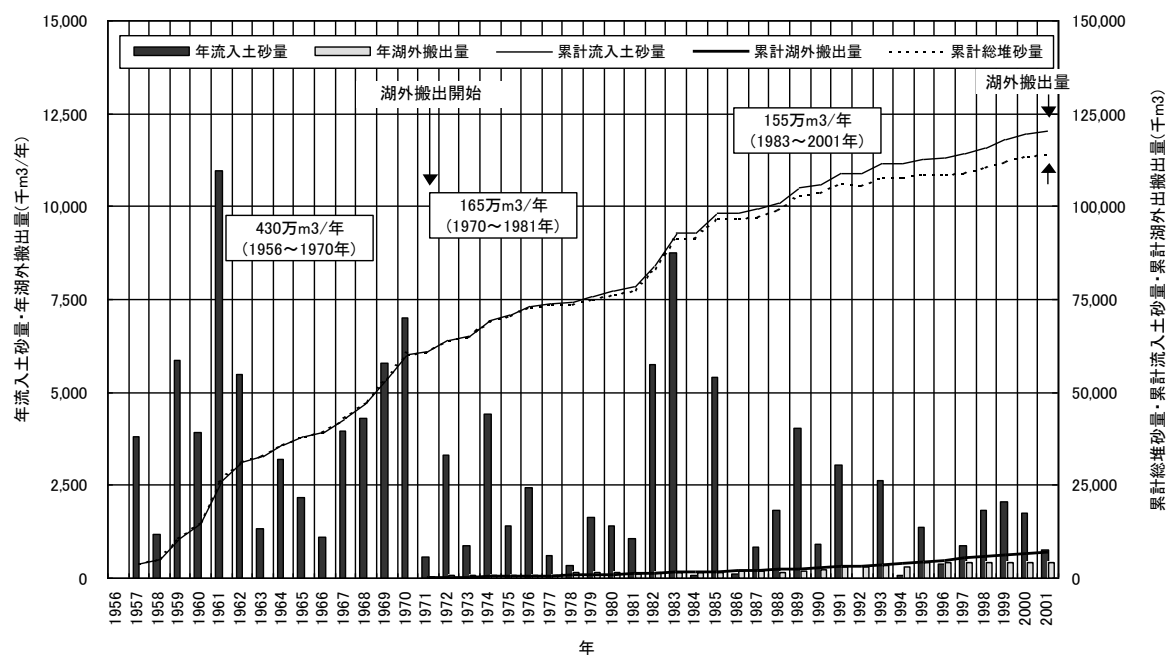
#### ②湖内移送

湖内移送とは次の③の湖内掃砂では動かない中・上流部のわん曲部等の堆砂を移動させるために実施されている。ダム上流約12km～約23kmにおいて、浚渫船2隻により計画維持河床上の土砂（細砂およびシルト）が水中で駆動する両舷のサンドポンプにより吸引される。吸引された土砂は浚渫船自体の船倉(800 $\text{m}^3$ )に均等に振り分け積み込まれ、水切りされる。浚渫船は両舷に2隻の押船を伴い、捨て土地点まで曳航された後、船底に設けられた6個のバルブが開かれ、土砂は死水域に投下される。1990年から一部浚渫が開始され、1991年から2船団で年間40万 $\text{m}^3$ を目途に実施されている。

#### ③湖内掃砂

近年では「流砂促進」と呼ばれている。渇水期に貯水位を低下維持し、湖内中・上流部を自然河道状態とし、流水掃流力を増加させることにより堆積土砂を貯水池下流部の死水域へ浸食移動させるものである。このため、貯水位を2月中旬から3月下旬に低下させ、利用水深60mに対するダム水位15～10m (EL. 235～230m)、水位維持期間は35日程度である。この期間の出水と直上流に位置する中部電力平岡ダムの協力による発電放流等の流水を利用し、年間100万～200万 $\text{m}^3$ 程度の土砂移動が可能であることが堆砂測量調査結果から確認されている。

以上の対策がとられてから約10年が経過した2001年までの堆砂量、湖外搬出量等の経年変化を図-3.19に示した。



※ 佐久間ダムの堆砂量と湖外搬出量等の経年変化

図-3.19 佐久間ダムの堆砂量と湖外搬出量等の経年変化

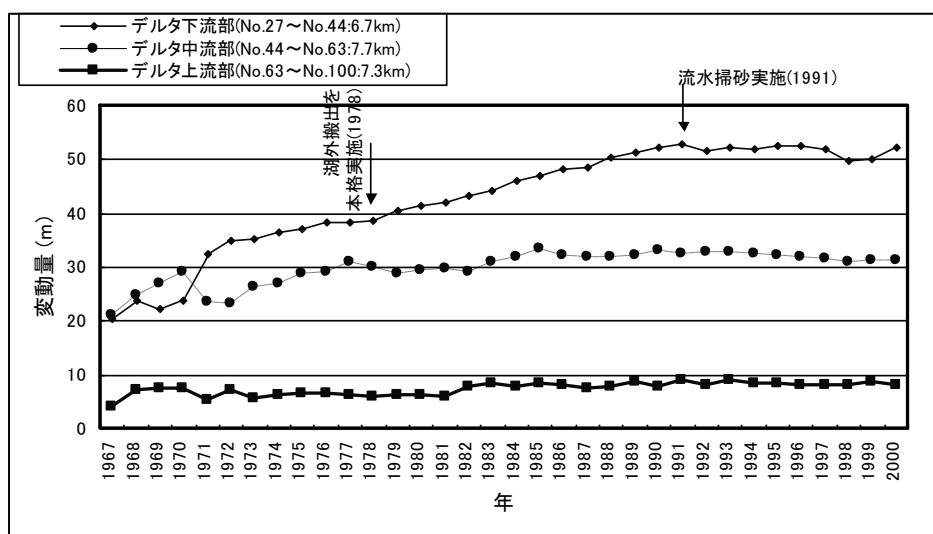


図-3.20 堆砂デルタ各部の河床高経年変化図

## (2) 近年の堆砂動向から見た必要な対策

図-3.20 はデルタ部を下流部 (No. 27～No. 44: 6.7km)、中流部 (No. 44～No. 63: 7.7km)、上流部 (No. 63～No. 100: 7.3km) に区分し、1967 年以降の各測点における堆砂高さの変動量を区間毎に平均した値をグラフ化したものである。なお、変動量は各測点とも元河床からの値としている。これより、以下のことが明らかになった。

デルタ中流部では、湖外搬出が本格化した 1978 年以降の変動量は流砂促進が実施され始めた 1991 年までは微増傾向を示していたが、1991 年以降は減少傾向にある。即ち、湖外搬出が本格化して以来堆砂進行は鈍化し、流水掃砂実施以降は堆砂面が低下傾向にあることがわかる。また、

湖外搬出が始まってからも増加傾向が変わらなかったデルタ下流部も流砂促進が実施され始めた1991年以降は増加傾向が止まった。しかし、デルタ上流部では、これら湖外搬出、流水掃砂が実施されているにも関わらず、大きな低下を示すまでには至っていない。このことより、デルタ上流部ではこれらの堆砂対策措置の効果が十分に及んでいないことが想定される。つまり、デルタ上流部に堆積する礫・粗砂主体の土砂は貯水位の低下やデルタ中・下流部での浚渫や流砂促進によっても移動させることはなかなか困難であることがわかる。新庄ら<sup>41)</sup>は、このデルタ上流部での流水掃砂による粗粒化の進行を指摘している。これらのことから当面の堆砂対策として、機械力による掘削・搬出を追加する事が現実的であると考えられる。

### 3.3.3 佐久間ダム貯水池からの必要追加搬出量の推算

貯水池デルタ上流部に堆積する粗粒土砂をこれまで行われてきた堆砂対策に追加して毎年、掘削・搬出し、デルタ上流部の河床の上昇を回避する方策を検討するため、1980年から1996年の17年間を計算対象期間とする貯水池内の一次元河床変動計算を実施した。

表-3.1に示す条件のもとで一次元河床変動計算を行った。結果をデルタ上流部上流区間(No.87～100)における1979年の河床を初期河床とした区間平均の河床変動量の経年変化として図-3.21に示す。また、図-3.22は同計算で掘削区域としている同じデルタ上流部上流区間の60%粒径の経年変化である。

まず、図-3.21から佐久間ダムで実際に湖外搬出した量(No.45～No.100で、17ヶ年、年平均約23万 $\text{m}^3$ )と湖内移送分(No.30～No.80で、7ヶ年、年平均約40万 $\text{m}^3$ )を考慮に入れた計算結果(◆)と実績の変動量(●)を比較し、傾向等から見て概ね実績値の再現はできているものとした。

次に、これまで行われてきた湖外搬出等の3対策(湖外搬出、湖内移送及び湖内掃砂)を全く行わない場合の推算値(▲)は、1996年の実績河床高より約0.5m高い河床となる。この差約0.5mがこの間に行われた堆砂対策のこの区間への効果を示すものである。1982年と1983年に河床が他の年と比べ大きな変動量を示しているが、これはこの両年に大規模な出水が生じたためである。17年間のシミュレーション期間にはこのような出水も想定され得るので、デルタ上流部の河床上昇を抑制するにはさらに追加的な対策が必要であることがわかる。

なお、デルタ上流部、中流部、下流部のいずれかの区間で区間平均的にそれぞれ10万 $\text{m}^3$ /年を追加掘削したケースを比較するとデルタ上流部の掘削がデルタ上流部河床の上昇を抑制する効果が最も大きいこと、および、デルタ下流部で追加掘削するケースの変動量は追加掘削をしない場合とおおきな差はないことが確認されている<sup>42)</sup>。

図-3.21の3対策+10万 $\text{m}^3$ /年の追加掘削するケースは、デルタ上流部上流区間No.87～100を掘削する計算結果で17年後の1996年にはほぼ1980年河床に近づくことになる。

これらより、デルタ上流部上流区間で毎年10万 $\text{m}^3$ 程度を追加掘削すれば17年サイクルで上流部の河床高をほぼ維持することができると考えられる。

図-3.22からはデルタ上流部上流区間では、大規模な洪水により粒径は小さくなり、湖内掃砂により粒径は大きくなる傾向として表現されているが、その量的な変化については計算結果が適切であるかどうかの検証はできていない。



表-3.1 佐久間ダム貯水池堆砂モデル（河床変動計算）と検討条件

項 目		佐久間ダム貯水池領域
計算対象区間		佐久間ダム堤体 (No. 0) ～佐久間ダム貯水池末端 (No. 109 : 堤体から 33.9 k)
計算対象期間 とその流況		計算期間 : 1980 年 1 月 1 日～1996 年 12 月 31 日 (17 年間) 使用流量 : 佐久間ダム実績流入量 洪水時 ( $q \geq 0.8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ) : 毎時流量 流水掃砂時 (貯水位 $\leq 245.0 \text{ m}$ ) : 日平均流量 平常時 : 計算から除外
計算 モデル	流れ	1 次元不等流計算モデル (3.1)式, (3.2)式 下流端水位 : 佐久間ダム実績貯水位 洪水時 ( $q \geq 0.8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ ) : 毎時貯水位 流水掃砂時 (貯水位 $\leq 245.0 \text{ m}$ ) : 日末貯水位 粗度係数 : $n=0.035$ (背水計算の検証値)
		モ デ ル : 1 次元河床変動モデル (3.11)式 粒径別連続式 (3.12)式, (3.13)式 流砂量式 : 掃流砂量式 : 芦田・道上式 <sup>24)</sup> 浮遊砂量式 : 芦田・道上式 (平衡流砂量) <sup>27)</sup>
	河床 変動	初期河床 : 1979 年の測量結果 河床材料 : S54～H11 の河床材料調査結果より設定 河床変動幅 : 有効断面幅 (流量・流砂) は REGIME 則 による
	土砂 流入	土砂量 : 貯水池上流端から洪水時のみ土砂は流入する 1980 年～1996 年の 17 年間における “実績堆砂量 + 砂利採取量” を用い, 流入堆砂相当量は流量に比例 するとして流量～流入堆砂相当量 関係式を設定. $L=0.004076 \times q$ $L$ : 流入堆砂相当量 [ $\text{m}^3/\text{s}$ ], $q$ : 流量 [ $\text{m}^3/\text{s}$ ] 粒径分布 : 佐久間ダムのボーリングデータ結果から 得られた堆積土砂の粒度分布 (図-3.7).
モデルの同定		初期河床を 1979 年とし, 実績流量 1980～1996 年 の 17 年間の計算値と, 1996 年の実績堆砂形状及び累加 堆砂量, 河床変動量の経年変化, デルタ上流部 (区間 63～100) での粒径分布の経年変化から検証.

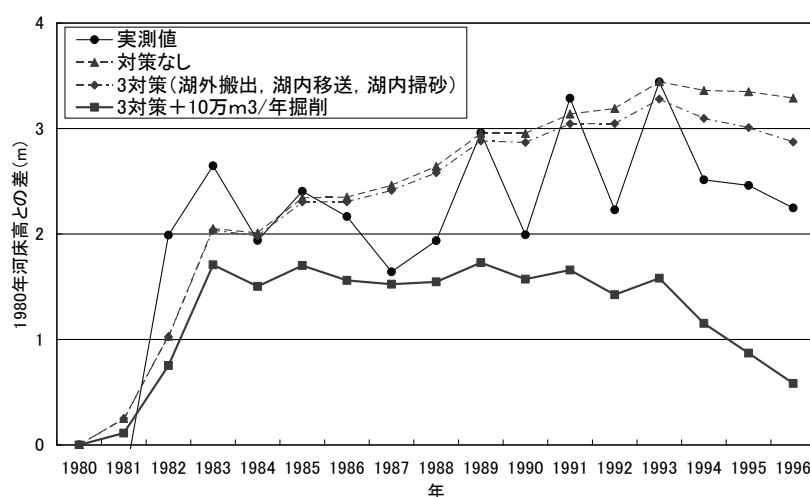


図-3.21 佐久間ダム貯水池デルタ上流部上流区間 (No.87~100) の  
河床変動量経年変化

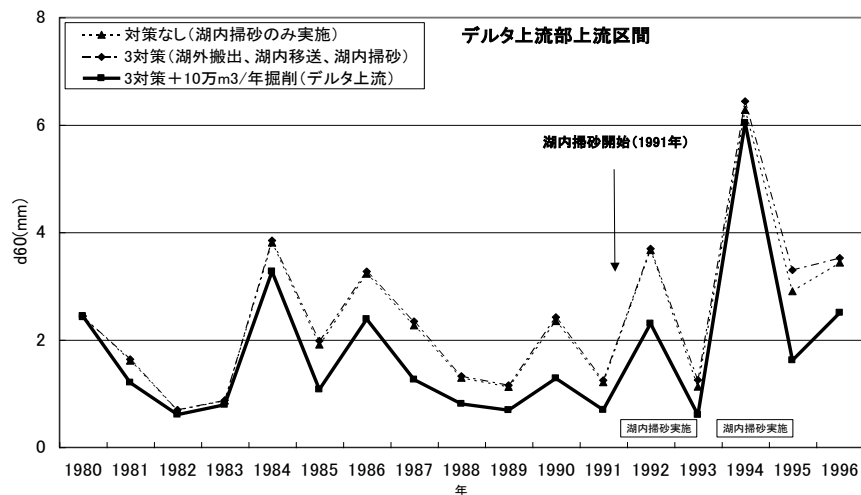


図-3.22 佐久間ダム貯水池デルタ上流部上流区間  
(No.87～100)の60%粒径の経年変化

### 3.4 ダム下流河川土砂還元

#### 3.4.1 下流河川土砂還元試験の方法

##### (1) 下流土砂還元試験の背景と実施概要

貯水池堆砂対策の観点からは貯砂ダムもしくは本貯水池に堆積した土砂を掘削・浚渫し、ダム直下流河道に搬出し、河川に還元できれば、土砂の処分費用を要せず排出できることになる。一方、貯水池に流砂を捕捉されることにより流砂が減少したダム下流河川の環境保全の観点からは捕捉された流砂の（一部の）供給が求められる。これら2つの観点から堆積土砂を掘削・搬出し、ダム下流河道に仮置きし、これを出水時に洪水とともに下流に流す試みが天竜川秋葉ダムなどで行われている。

国内では1991年から那賀川水系長安口ダム（徳島県、1955年竣工）で試みられている。海外ではMorrisら<sup>43)</sup>の紹介によれば少なくとも、1985年から1991年にかけてカリフォルニア州におけるダム下流での10の礫補給プロジェクトが行われており、また、ドイツのライン川 Iffezheim 堰下流では1977年から人工的な砂礫補給が行われている。

天竜川で始めて土砂供給試験が行われたのは1998年で、同年7月には河川審議会「総合土砂管理小委員会」の報告<sup>44)</sup>が行われている。

表-3.2、図-3.23 および図-3.24 は、これまでわが国で、国土交通省もしくは独立行政法人水資源機構が関与して行われた事例の関連資料の提供を受けとりまとめたものである。以下、これらの表と図も用いて下流河川土砂還元手法をみていく。

##### (2) 土砂供給方法とその流下状況

###### a) 還元土砂の採取と運搬

各ダムにおける貯砂ダム等からの堆積土の掘削は、バックホウを使用した陸上掘削が主体であ

表-3.2 下流河川土砂還元試験の主な実施例

ダム名	河川名	流域面積 (km <sup>2</sup> )	所在地	実施年度	試験実施目的	運搬距離 (km)	還元土砂量 A (×10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> /年)	ダム年平均 堆砂量B <sup>*3</sup> (×10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> /年)	還元土砂 量の比率 A/B (%)
秋葉	天竜川水系 天竜川	4,490	静岡県	1998 ～2001	下流河床低下防止 海岸侵食防止	秋葉5 船明23	18～20	300	6.0～6.7
三春	阿武隈川水系 大滝根川	226	福島県	1998 ～2003	①下流河床低下防止 ②下流の粗粒化防止	4.5	1.0	149	0.7
二瀬	荒川水系 荒川	260	埼玉県	1998, 2001～03	魚類(カジカ)の 生息環境の改善	6	3, 8.8, 13	101	3.0～12.9
長島 <sup>*1</sup>	大井川水系 大井川	958 <sup>*2</sup>	静岡県	2000 ～2001	①土砂還元計画作成 ②下流河川環境への 影響把握	採取地点 により 3, 8	20, 25	243 <sup>*3</sup>	8.2～10.3
浦山	荒川水系 浦山川	51	埼玉県	2000, 2003	①魚類生息環境改善 ②粗粒化防止	5.5	1, 7	144	0.7～4.9
蓮	櫛田川水系 蓮川	80	三重県	2002, 2003	①アユ生息環境改善 ②河床低下防止	4	0.3, 1	29	1.0～3.5
二風谷	沙流川水系 沙流川	1,215	北海道	2002, 2003	①堆積土砂処理 ②下流河川環境改善	10, 20 (2地点)	1, 1.4	764	0.1～0.2
下久保	利根川水系 神流川	322	群馬県	2003	ダム下流三波石峡 の景観保全	12	1	241	0.4

\*1:長島ダムでは、ダム下流の塩郷堰堤下流を使って試験は行われた \*2:塩郷堰堤での流域面積  
\*3:長島ダム貯砂ダム資料<sup>45)</sup>

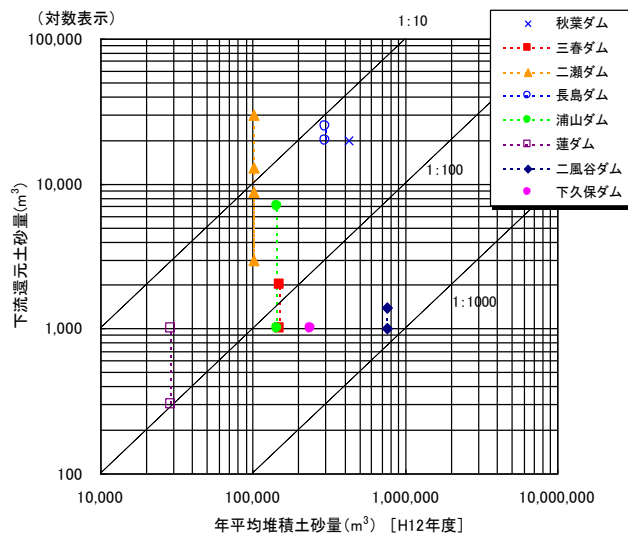


図-3.23 年平均堆積土砂量と還元土砂量の関係

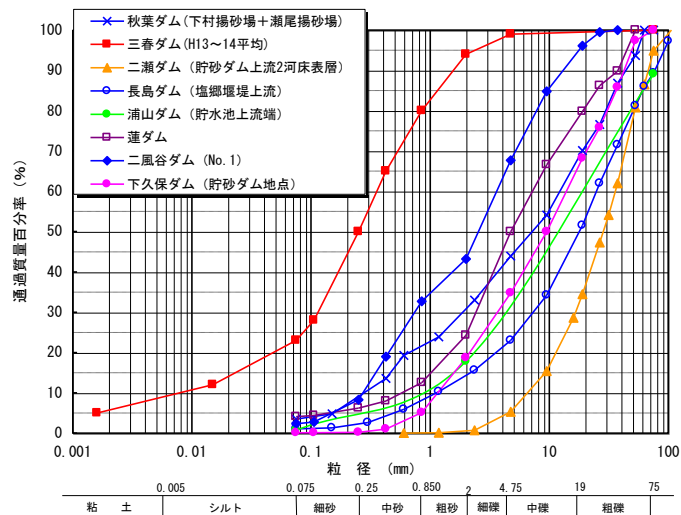


図-3.24 還元土砂の粒度分布

り、貯砂ダムの位置する貯水池上流端から、還元位置である堤体直下流付近までの運搬は、ダンプトラックによることが一般的である。秋葉ダムでは、貯水池内でクラブ浚渫船により採取し、11 t ダンプトラックで船明ダム直下流（約23km）もしくは秋葉ダム直下流（約5km）まで運搬している。また、三春ダムでは前貯水池から処分地に一旦搬出し、還元土砂を選択してダム直下流の還元地点まで再度運搬している。

#### b) 仮置き方法

河道に仮置きした還元用土砂は通常の水量で流下するのではなく、洪水により川の水が濁り始めてから流下するような標高で仮置きされる。即ち、平常時は還元用土砂が浸水して、濁水発生源にならないような標高に置土し、流量の増加に伴い河岸浸食するメカニズムを利用し、さ

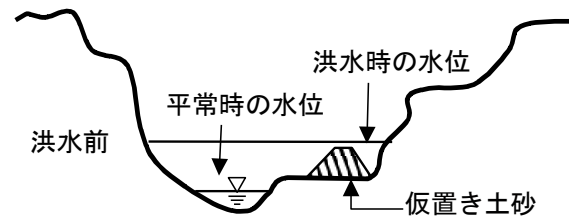


図-3.25 河川還元概念図

らには年数回の洪水により完全水没流れになるような置土天端標高として、全ての土砂を下流に流下させようとしている（図-3.25、図-3.26 参照）。

また、還元用土砂の横断面は台形で河川主流路にそって長い置土形状となっている。その法面勾配は1:1.5 程度が多い。通常の自然河川では山本<sup>46)</sup>による河川の浸食幅と河床勾配の関係及び河岸浸食長（上下流方向の長さ）と側方浸食幅の関係が参考になる。

仮置き時期は、洪水期に入る前が多い。

#### c) 還元用仮置き土砂量とその粒度分布

貯砂ダム等から直下流河道への還元用仮置土砂量は、1 回あたり 300～25,000m<sup>3</sup> であり、年間1 回の頻度での仮置となっている。仮置土砂量は、図-3.23 の各ダムの年平均堆砂量に対する割合でみると、0.1～10%の範囲となっていて、極めて小さい量である。

また、還元用土砂の粒度分布は、図-3.24 によれば砂～礫分が主体である。三春ダムではシルト分を含む土砂が用いられた。

#### d) 流下状況

洪水の生起とともに還元用仮置土砂が流れ崩れる様子を大井川塩郷堰堤下流で行われた実験を例に表-3.3 に示す<sup>47)</sup>。これは、2001 年の試験において目視確認した結果である。秋葉ダムの場合と同様、年数回程度発生する 1,500m<sup>3</sup>/s 程度の出水で全量が流下している。なお、下久保ダムの事例では還元用仮置土砂の側岸のみの流水による浸食により、仮置土砂の大半は流下することが観測されている。

独立行政法人土木研究所の平成 15 年度土木研究所年報によれば、柏井らはダムからの供給土砂の挙動について固定床上の仮置き土砂を研究対象に、仮置土砂の側岸のみが浸水する場合について基礎実験を行い、次のような成果を報告している。中間的な成果ではあるが、今後の現象解明に期待したい。

- ①置土下流の流砂量の変化は置土の浸食状況に対応して変化し、初期置土形状により異なる。
- ②初期置土幅が大きいほど浸食初期の置土幅の減少速度は大きい。
- ③置土下流の流下土砂は、水路の置土側を流下する。

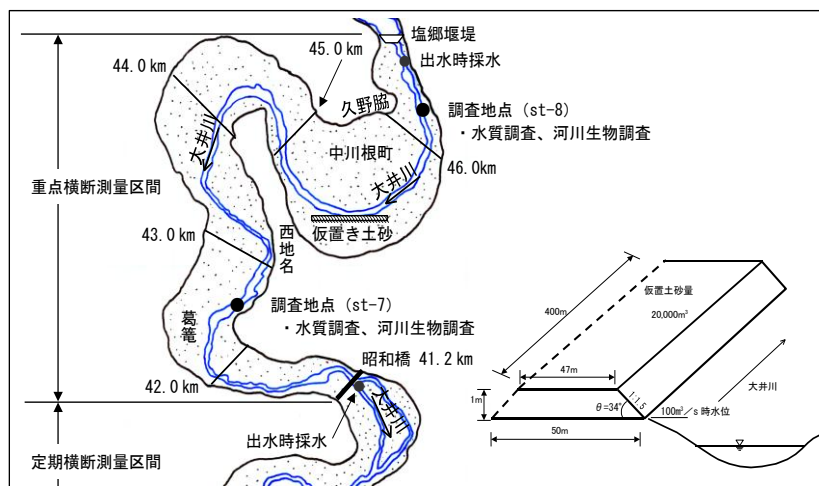


図-3.26 大井川塩郷堰堤下流で行われた還元実験における置土の状況

表-3.3 大井川塩郷堰堤下流での還元試験における仮置土砂の流下状況

調査実施日	6月6日	6月19日	8月30日	9月21日
仮置き土砂の状況	仮置き土砂流下前の状況を示しており、全量残存している。	6月中旬の300m³/s程度の小出水により、仮置き土砂は約250m³流失した。	8月中旬の1500m³/s程度の出水により、仮置き土砂は約16000m³流失した。	9月初旬の1700m³/s程度の出水により、仮置き土砂はほぼ全量流失した。
状況図				
流況図				

### (3) 下流河川環境への影響調査

#### a) モニタリング概要

排砂に伴う下流河川への影響には濁りや容存酸素など水質の変化とそれらが短期的に生物群集におよぼす影響並びに細粒土砂の河床への沈着、砂州や淵の変化などの物理環境や生物生息環境の変化とそれらが中長期的に生物群集におよぼす影響があると考えられる。後者には長期間のモニタリングが必要である。

河川還元方式による排砂では、予め還元する土砂の量や質を選別することが可能であり、負の

影響については計画段階より、ある程度回避や制御が可能である。また、下流河川の環境改善への期待を受けた還元試験では、環境改善効果の確認に調査の重点を置くこともできる。

表-3.4に各ダムで行われたモニタリング項目を示した。各ダムでそれぞれモニタリングが行われ、特に三春ダムではかなり幅広く綿密な調査が行われている<sup>48)</sup>が、土砂還元の効果を分離するのは難しいようである。各ダムともモニタリング手法は確立されたものとなっていない。

調査地点については、河床形状や河床材料の変化は地形的な変化点（縦断勾配が緩勾配への変化点、川幅の急縮点、横断構造物により湛水状態になる点など）、水質の変化は仮置き地点上下流地点、下流では大きな支川の合流前後および水質基準地点など、動植物の変化は河床形状や河床材料の変化が見込まれる地点および下流の定期調査（河川水辺の国勢調査など）地点など変化を把握しやすい時点で、また、調査頻度については洪水直後および動植物では季節別に数年に亘って実施するなど今後さらに検討する必要がある。

#### b) 還元用仮置き土砂流下に伴う河床の変化

年1回の縦横断測量結果や目視観測からは、土砂還元によると考えられる下流河道の河床変化のみを取り出すことは困難である。下流河床の変化は毎年変動するダムの最大放流量との関係が大きい。

三春ダムでは河床表層構成材料の粒度構成に細粒化の傾向が確認されている<sup>48)</sup>。また、下久保ダムではダム下流約3.8km区間の国の名勝及び天然記念物「三波石峡」に指定されている四十八の各名石が磨かれて輝きが戻るなど、観光地の景観回復に一定の効果が確認された<sup>49)</sup>。

表-3.4 各ダムの下流還元実験におけるモニタリング項目

ダム名		秋葉	三春	二瀬	長島	浦山	蓮	二風谷	下久保
仮置き土砂の流下状況			○		○				
河床形状	横断測量	○	○	○	○	○		○	○
	瀬・淵調査		○	○		○			
	自然裸地分布調査					○			
河床材料	粒度分布	○	○					○	○
	トレーサ調査	○	○		○	○			
	河床構成材料調査		○			○			
水質	濁度	○	○				○		
	SS	○	○		○		○		
	DO		○				○		
	COD		○				○		
	BOD		○				○		
	水温		○				○		
	pH		○				○		
	その他	○							
動植物	魚類	○	○	○	○	○			
	付着藻類	○	○	○	○		○		○
	底生動物	○	○	○	○		○		
	植物		○	○	○				○
	その他			○	○				
景観			○						○

### c) 水質調査

濁度及びSS濃度は、出水時の流量の増加とともに大きくなり、流量の減少とともに低下している。長島ダムでは仮置位置の上下流でSS濃度が計測比較されたが、出水時の濁質濃度の上昇のもとで明らかな差を確認できていない<sup>47)</sup>。なお、黒部川宇奈月ダムと出し平ダムの連携フラッシング排砂では水温、pH、溶存酸素(DO)および濁度により監視が行われており<sup>50)</sup>、魚類(イワナ)の生息条件から排砂中止基準値(DOが4mg/l以下)が設定されている<sup>51)</sup>。

### d) 生物調査

魚類への影響については、秋葉ダムでは当初、漁業団体から問題の指摘があったものの、場所、被害の程度等具体的な状況は不明であった<sup>42)</sup>。三春ダム、浦山ダムなどでは漁業団体は還元試験を概ね好意的に見ているようである。

付着藻類や底生生物では、出水による一時的な種類と個体数の減少とその後の回復という傾向はみることができたが、土砂還元との関連は明らかになっていない<sup>42)</sup>。

## 3.4.2 秋葉ダム下流河道への土砂還元による河床変動の推算

### (1) シミュレーションの方法

図-3.11より天竜川下流の場合、粒径0.2mm以下の細粒土砂を還元すれば河道に堆積することなく海まで流下すると考えられるが、粒径0.8mm以上の土砂を還元した場合、上流から河床を高め、勾配を大きくしながら流下すると考えられる。また、表層河床材料より細粒分が多い土砂を還元すれば幾分なりとも表層河床材料は細粒化するものと考えられる。これらを確認するため河床が動的平衡状態に達する状況を表-3.5に示す一次元河床変動計算により推定することとした。

仮置き土砂には佐久間ダム堆積土砂を用いることを想定し、佐久間ダムデルタ上流部(No. 87~100)の粒度構成(60%粒径が3mm程度の粗砂・砂礫、図-3.6、図-3.7参照)を与えることとした。土砂の仮置きは秋葉ダム下流に毎年3万m<sup>3</sup>、船明ダム下流に7万m<sup>3</sup>とし、21年間続ける。砂利採取は現状のまま継続するケースと全く採取しないケースを想定した。計算に用いる砂利採取量は砂利採取許可量とし、その粒径は図-3.22の各年の値を用いた。

河道の計算上の粒径区分とその代表粒径はダム・河道・海岸の土砂の粒径累加曲線の重ね合わせにより、天竜川下流部の土砂動態の特性を整理し、天竜川下流部と海岸における3つの大きな粒径集団の特性を踏まえて、表-3.6の14区分とその代表粒径に設定した。

また、1次元河床変動計算の交換層の計算における礫成分と砂成分の扱いについては、粒径が2桁違う砂成分と礫成分は異なる移動現象で河床の表層で移動・堆積している可能性があるため、やや便宜的ではあるが、礫成分の河床変動計算から得られる河床高を砂成分の固定河床高として砂成分の変動を計算する砂・礫成分を2回に分けて交互に河床変動計算を行う「砂成分と礫成分を混合しない計算手法」とした<sup>52)</sup>。

図-3.27は、表-3.5に示す条件で一次元河床変動計算を実施した結果と実績値とを比較したものである。秋葉ダムから河口までを1959年から1999年の間の変動で同定し、1979年から1999年の変動をとり出しているため、船明ダム～鹿島間には実績の傾向と一致していない。全体的にはこの程度の適合度であることを前提として、このモデルを用いて以下の計算をした。なお、船明

表-3.5 秋葉ダム下流河床変動計算における検討条件

項 目		秋葉ダム～河口
計算対象 区間		河口から 10km 沖合い～佐久間ダム
計算対象 期間とそ の流況		計算期間：1979 年 1 月 1 日～1999 年 12 月 31 日 (21 年間を 3 回転した 63 年間) 使用流量：鹿島地点で、500m <sup>3</sup> /s 以上の毎時流量。 平常時は計算から除外
計 算 モ デ ル	流 れ	1 次元不等流式 (3.1) 式, (3.2) 式 下流端水位：T. P. 0.063m (御前崎検潮所の平均水位) 粗度係数：n=0.031～0.036 (実河床 (低水路と高水敷の合成値) 計算結果による)
	河 床 変 動	モ デ ル：1 次元河床変動モデル (3.11) 式 粒径別連続式 (3.12) 式, (3.13) 式 流砂量式：掃流砂量式：芦田・道上式 <sup>24)</sup> 浮遊砂量式：芦田・道上式 (平衡流砂量) <sup>27)</sup> 粒径区分：表-3.6 の 14 区分とその代表粒径 初期河床：1979 年の測量結果 (秋葉ダムあり) 河床材料：S41 の河床材料調査結果より設定 河床変動幅：有効断面幅 (流量・流砂) 船明ダムより下流：低水路幅 船明ダムより上流：REGIME 則
	土 砂 流 入	土砂量：堆砂相当量から設定 上流端：佐久間ダムからの流出土砂量はゼロとする。 支 川：右支川系は新豊根ダム実績堆砂量による推定式， 左支川系は小渋ダム実績堆砂量による推定式を補正 右支川系：L=0.001984×q <sup>1.001</sup> 左支川系：L=0.007337×q <sup>1.000</sup> L：流入比堆砂相当量[m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> ] q：比流量[m <sup>3</sup> /s/km <sup>2</sup> ] 粒径分布：佐久間ダム貯水池領域と同様に設定。
	モ デ ル の同定	初期河床を 1978 年とし，実績流量による 1979～ 1999 年の 21 年間の計算値と実績河床変動量の経年 変化，1999 年の実績粒径分布との比較により検証。

表-3.6 粒径区分とその代表粒径

	粒径区分 (mm)	代表粒径
1	$d \leq 0.005$	0.003
2	$0.005 < d \leq 0.075$	0.030
3	$0.075 < d \leq 0.106$	0.091
4	$0.106 < d \leq 0.25$	0.178
5	$0.25 < d \leq 0.425$	0.338
6	$0.425 < d \leq 0.85$	0.638
7	$0.85 < d \leq 2.00$	1.425
8	$2.00 < d \leq 4.75$	3.375
9	$4.75 < d \leq 9.5$	7.125
10	$9.5 < d \leq 19.0$	14.250
11	$19.0 < d \leq 26.5$	22.750
12	$26.5 < d \leq 37.0$	31.750
13	$37.0 < d \leq 75.0$	56.000
14	$75.0 < d$	100.000

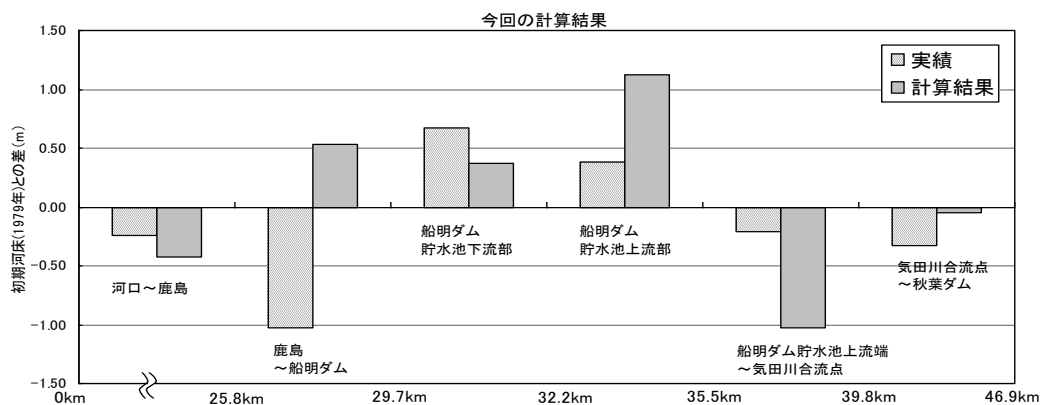


図-3.27 秋葉ダム下流各区分の河床変動量 (1979 年～1999 年)  
(実績値と計算値の比較)

ダム～鹿島間は船明ダムおよび鹿島地点で河道幅が狭まるがその間は広がっていることや砂利採取の影響など，今回の一次元河床変動計算では表現しきれていない河床低下の要因があるものと考えられる。



## (2) シミュレーション結果と土砂還元の効果

図-3.28 に、2000 年河床を初期河床として土砂還元（毎年秋葉ダム直下流 3 万  $\text{m}^3$ ，船明ダム直下流 7 万  $\text{m}^3$ ）を 63 年間続け、平衡状態になった後（図-3.29）の河床高との差を区間平均で示した。区間毎の河床変動特性を把握するため、下流河道を秋葉ダム～気田川合流点（約 7km），気田川合流点～船明ダム貯水域上流端（約 4km），船明ダム貯水域上流部（約 3.5km），船明ダム貯水域下流部（約 2.5km），船明ダム～鹿島（約 5km），鹿島～河口（約 25km）の 6 区分している。

これらより総じて言えることは、図-3.28 の 63 年後の変動量も図-3.27 の 1979 年～1999 年間の計算結果の特性を引き続き表していて、毎年秋葉ダム直下流に 3 万  $\text{m}^3$ ，船明ダム直下流に 7 万  $\text{m}^3$  程度の土砂還元では、6 区分の河道それぞれの変動の特性を大きく変えていない。土砂還元の影響・効果より砂利採取の有無による差がより大きい。河床変動計算がある程度、実態を表現できるようになったとして、船明ダム貯水池内の 63 年後の河床高が 1963 年～2000 年の最高河床高に近づいており、これを制約条件の 1 つとして土砂還元を検討していく方法論を提案する。土砂還元をしても河床高は 1963 年以降の最高河床高を上回ることはないという条件である。なお、鹿島～河口区間はそのまま砂利採取が続けられると河床は大きく低下するが、砂利採取がなければ河床の変動量は小さいものに留まる。砂利採取の見直しを求めるべきであろう。

図-3.30、図-3.31 に、土砂還元による河床の粒度分布の変化を示した。ここに示す初期値は、1966 年の河床材料調査の実績値であり、各ケースの値は 63 年間の計算結果（交換層の値）である。河床変動が小さい秋葉ダム～気田川合流点では、粒度分布がわずかに細粒化する程度であるが、還元土砂量が秋葉ダム直下流に比べ大きくなる船明ダム下流域では、細粒化の傾向がより顕著に表われている。なお、河床低下傾向を示す鹿島～河口では、河床材料の粗粒化傾向を緩和するには至らない計算結果であった。

なお、本研究では土砂還元に伴う河床変動計算では検討の考え方を数kmの区間平均で表したり、洪水直後などの河床上昇期でなく 12 月 31 日河床高で表すなど概略的に扱っている部分が多々ある。今後、還元土砂量および質の決定には、さらに詳細な検討が必要である。

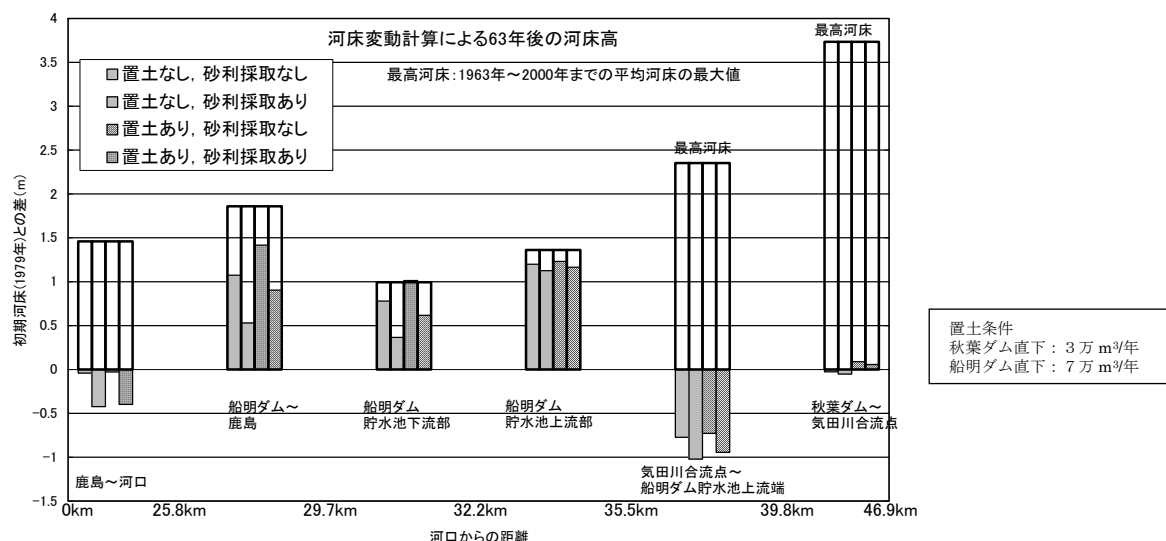


図-3.28 秋葉ダム下流各区間の河床変動量

△

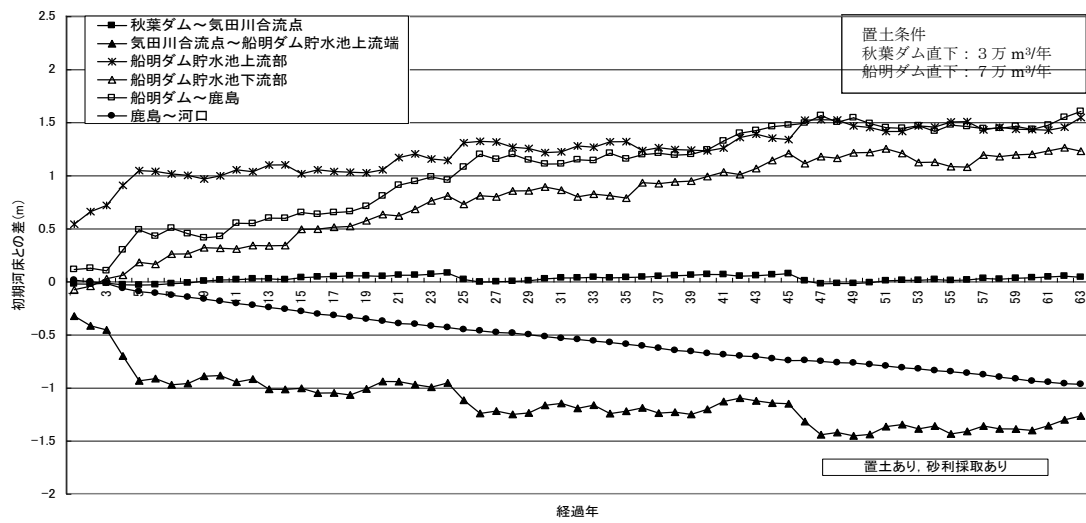


図-3.29 鹿島～船明ダム貯水池上流端の各区間の河床の平衡状態

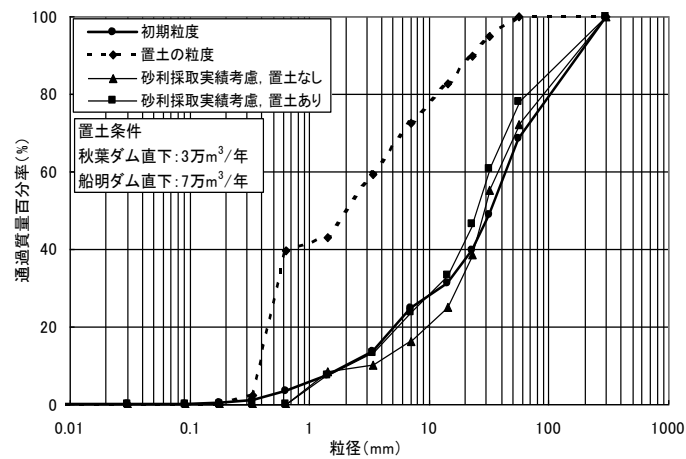


図-3.30 河床材料粒度分布（秋葉ダム～気田川合流点河口）

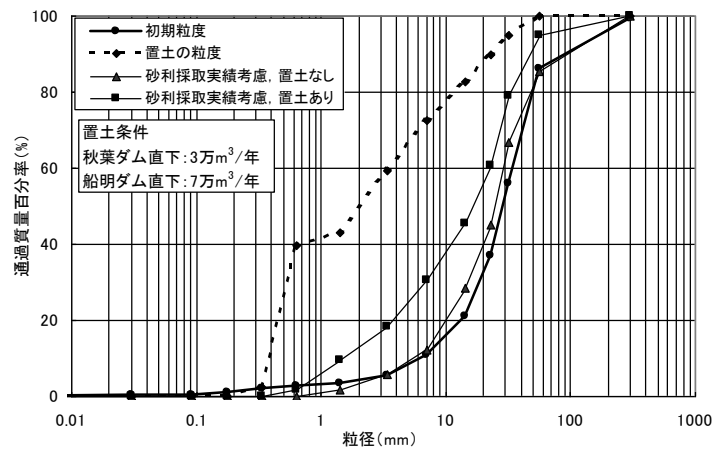


図-3.31 河床材料粒度分布（船明ダム～鹿島）

### 3.4.3 天竜川土砂供給試験の実施とこれまでの結果

#### (1) 実施体制

秋葉ダムは電源開発(株)が管理する発電専用ダムであるが、河川管理を担当する国の出先事務所が事務局となり、学識経験者（河川工学と生物生態学）、河川管理者、ダム管理者、沿川自治体、漁業協同組合、砂利採取業組合からなる天竜川土砂供給試験検討協議会が 1998 年 2 月に設置された<sup>53)</sup>。

#### (2) これまでの土砂供給実績と影響調査結果

概要は既に表-3.2 に示した。国内ダムでは早い時期での実施であった。1998 年は船明ダム下流右岸に仮置きされた。

1999 年以降の秋葉ダム下流への仮置きでは、ダム直下流左岸発電放水路設置に伴う河床保護工（鉄筋コンクリート構造）の天端が使われた。ここでは仮置き盛土の幅は上記護床工の構造から概ね 28m であった。一方、盛土の長さは、山本<sup>46)</sup>による自然河川における河川の浸食幅と河床勾配の関係及び河岸浸食長（上下流方向の長さ）と側方浸食幅の関係などを参考に約 130m とされた。護床工の天端高から算定すると仮置き土砂が浸水し始める流量は約 400m<sup>3</sup>/s である。また、3 回／年程度の流量（約 1500m<sup>3</sup>/s）を目安に仮置き土砂が水没するように盛土標高は設定され、約 2.8m の盛土高になった。1 回に約 1 万 m<sup>3</sup> の土量が仮置きされ、それが流出すると追加仮置きがされた。

秋葉ダムにおける流下状況を、写真撮影と簡易測量により整理した結果を表-3.7 に示す。還元用仮置土砂は、年数回程度発生する 1,500m<sup>3</sup>/s 程度の洪水でほぼ全量が流下していると見られる。

表-3.7 秋葉ダムにおける還元土砂の流下状況

年	対象出水	最大放流量 (m <sup>3</sup> /s)	流下土砂量 (m <sup>3</sup> )
1998 年 船明ダム下流へ 約 1 万 m <sup>3</sup> 仮置き	6.19～ 7. 4	2,261	7,500
	8.26～ 9. 4	515	
	9.16～ 9.20	1,045	
	9.21～10.30	3,078	
小 計			10,000
1999 年 秋葉ダム下流へ 約 2 万 m <sup>3</sup> 仮置き	5.27～ 5.29	929	3,800
	6.24～ 7.19	4,455	7,700
	9.15～ 9.17	1,466	10,000
	9.21～ 9.30	1,484	1,200
2000 年 秋葉ダム下流へ 約 2 万 m <sup>3</sup> 仮置き	6. 9～ 6.12	577	2,200
	6.25～ 7. 2	1,152	8,400
	9.11～ 9.25	3,366	12,000
2001 年 秋葉ダム下流へ 約 2 万 m <sup>3</sup> 仮置き	6.19～	1,303	1,800
	8.21～ 8.22	1,411	10,000
	9.10～ 9.11	1,511	3,200
	10. 1～10. 2	996	3,000
小 計			63,300
合 計			73,300

表-3.8 影響調査項目及び調査結果 (天竜川土砂供給試験検討協議会資料より)

年	主 な 調 査 項 目	主 な 調 査 結 果
1998	水質調査 3 地点 (出水時) (船明ダム～掛塚橋) 横断測量 6 地点 (仮置地点下流 500m ピッチ) 河床材料調査 (粒度試験) 7 地点	横断測量結果より区間 26.0Km～28.5Km で 230,000m <sup>3</sup> の土砂が流出。仮置き土砂約 10,000m <sup>3</sup> は流出し、どこまで到着したかは不明。玉石の間に砂が詰まり鮎の生育等に影響があったとの指摘あり。
1999	水質調査 4 地点 (出水時) (秋葉ダム湖～掛塚橋) 横断測量 (船明ダム堆砂測量により実施)	船明ダムの堆砂測量の結果から、285,000m <sup>3</sup> の堆積あり。そのほとんどは、船明ダムの死水容量内であった。気田川からの流入土砂量は不明。うなぎのすみに砂が詰まり影響が出ているとの漁協からの指摘あり。
2000	水質調査 4 地点 (出水時) (秋葉ダム湖～雲名橋) 横断測量 (船明ダム堆砂測量により実施) 流石調査	船明ダムの堆砂測量の結果から、73,000m <sup>3</sup> の土砂の減少が見られた。年 1 回の堆積測量では、土砂供給試験による土砂の移動量を把握できない。
2001	水質調査 4 地点 (出水時) (秋葉ダム湖～雲名橋) 横断測量、河床材料調査、魚類調査、底生動物調査、 付着藻類調査：各 9 地点 (秋葉ダム～気田川合流点)	横断測量の結果としては、出水毎に断面形状は変わっている。 底生動物調査・付着藻類調査では、出水による個体数の減少が見られた。 魚類調査等の環境調査が不十分であった。
2002	水質調査 4 地点 (出水時) (秋葉ダム～鹿島橋) 横断測量、河床材料調査：各 4 地点 (秋葉ダム～雲名橋)、 魚類調査、底生動物調査、付着藻類調査： 各 1 地点 (秋葉ダム～鹿島橋)	濁水の供給源が複数あり、(流出に) 時間的なズレが生じている。 底生動物調査・付着藻類調査では、同一の区間でも水深の大小流速の大小によって、調査結果が大きく異なる。
2003 ～ 2004	水質調査 7 地点 (出水時) (佐久間湖～掛塚橋) 横断測量：定期 3 次元地形計測 (平岡～河口) 魚類調査、底生動物調査、付着藻類調査 ：毎月と出水後 各 4 地点 (中部大橋、竜山大橋、 鹿島橋、掛塚橋)	中間報告：竜山大橋では放流魚以外の魚数が他地点と比べ少ない

天竜川土砂供給試験検討協議会資料より主な影響調査結果を表-3.8 にまとめた。

秋葉ダム下流の船明ダム貯水池内では秋葉ダムの最大放流量が大きい 1999 年は堆積傾向、最大放流量が小さい 2000 年は洗掘傾向という結果であった。我々が知ることができる河床の変動は毎年大きく変動する洪水によるものと土砂供給試験による土砂供給量の増加の両方の影響を受けた結果である。土砂供給のみの影響を年々の観測から取り出すことは困難であり、結局、数十年にわたる河床変動シミュレーションの土砂供給の有無による差をもって影響もしくは効果と推測する他はないと考えられる。その他の河川環境への影響も同様にモニタリングしているものは毎年の洪水変動等と土砂供給による影響を併せたものである。2000 年、2001 年と環境調査の焦点が絞られてきたが、影響の評価は難しく、土砂供給による影響を見出すまでに至っていない。

秋葉ダムにおける土砂供給試験は、貯水池内堆砂の一部を下流河川に還元することが目的で、下流河川環境に負の影響を与えないように配慮されたこと、また、下流河川環境に及ぼすある影響を予測しかつその影響を観測しようとする目標をもったものではなかったことから、還元土砂量が限定されており、2001 年の段階ではその影響と効果の把握及び評価は困難であった<sup>42)</sup>。

2002 年から 2004 年は、状態比較のための量的なデータを得るべく土砂供給なしの条件下での調査が行われた。2005 年は、継続して環境調査が実施されるとともに、関係者の調整により土砂供給試験も再開された。2 万 m<sup>3</sup> が仮置きされ、諸調査が行われることになる。

また、河川を 1 次元河床変動で見ていくだけでは下流還元の影響・効果を表現するのに十分で

はないとの指摘もされている。土砂供給下での河道攪乱は砂州の発達等に関係すると言われており、その結果は長期的には河道の単列化や河道内の樹林化の進行を防ぐ効果が考えられる。そのための調査も今後の検討課題である。

### 3.5 下流河川土砂還元の課題

#### (1) 下流河川土砂還元と河川管理

ダム貯水池堆砂管理の面から考えられた下流河川への土砂還元であるが、河川管理、特に河道の管理の面からの評価が未だ十分にされていない。

3.4.2(1)でふれたように、ある程度以上粒径が大きい土砂を下流河川還元した場合には現在の河床勾配では流下できず、上流から河床を高め勾配を大きくしながら、より大きい流送力を得て流下するものと考えられる。この場合、適正な洪水水位に収め、河川周辺の土地利用や環境に大きな影響を及ぼさないようにある範囲内で河床高を制御する必要がある。3.4.2(2)では、その河床高を過去のある時期の実績最高河床高を上回らないという条件を提案した。

一方、細粒土砂はスムーズな流下は可能であるが、高濃度濁水の発生等の水質の問題を回避するため何らかの対策が必要になる。これまで三春ダムの事例を除き多くの場合、細粒土砂の仮置きは行なわれていない。

また、土砂還元による土砂供給量の増加は流砂の粒度構成を変化させるため、砂州の形成等、本来その河川が持っていた姿に近い河床形態に変化させるという見方もある。3.2.2では河床変動に主に注目したが、土砂供給量の増加は河床形態の変化にも関係づけられよう。コアジサシが集団営巣の場として利用する河道砂州の形態を維持したり、長期的には海岸侵食を緩和させるよう河床高を制御しつつ河道を通じて土砂を流すなどの河川管理上の目標に下流河川土砂還元は寄与することになる。

還元する土砂をめぐり貯水池堆砂管理と河川環境を含めた下流河川管理の一体的推進体制を構築することが期待される。

#### (2) 輸送コストの低下

ダム機能を維持するための土砂還元は半永久的に実施しなければならない。下流河川土砂還元方式を堆砂対策の一手法として位置づけて行くためには、コストの低減が重要な課題となる。日本における陸上トラックの輸送による土砂還元費用（掘削、運搬及び敷き均しのトータル費用）は、図-3.32に示すように10kmで2500円/m<sup>3</sup>程度と見られる。運搬距離が長くなるほど、費用も大きくなる（この時点で我が国における建設工事に携わる普通労働者の賃金は1日14,000円程度である）。

このため、輸送コストを低減させることが、土砂還元に係る費用を低減することにつながる。このことより、貯水池内での水上輸送、カブセ

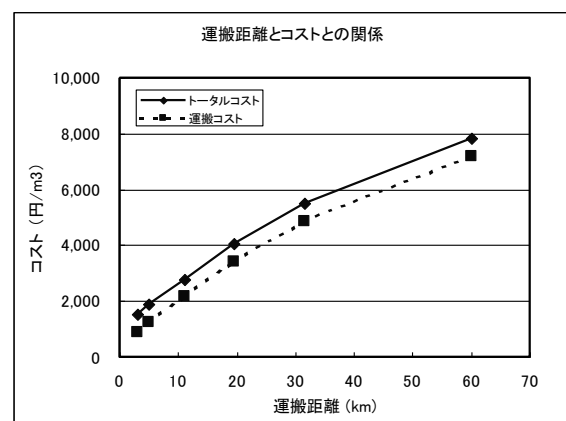


図-3.32 トラック運搬による河川還元費用

ルライナーなど輸送の合理化をはかる技術開発が必要である。

また、今回の検討では、船明ダム貯水域上流部の河床上昇が制約条件になると見て、秋葉ダム直下流に毎年3万 $\text{m}^3$ 、船明ダム直下流に毎年7万 $\text{m}^3$ を還元する計画案とした。今後、この区間の河床上昇の原因を調べ、河床の整正や船明ダム運用方式の変更等により、秋葉ダム直下流の還元土砂量を増加させることができれば、その量については約18kmの運搬距離の減少が可能となり、輸送コストの低下につなげることができる。

### (3) 順応的管理と社会の受容

下流河川土砂還元方式が現在、数ダムにおいて試験的に実施されているが、河川海岸域の生物等へのその影響については十分な知見が蓄積されていない。従って、還元試験を長期にわたって実施しつつ、モニタリング調査により、土砂還元に伴う下流河川の物理環境の変化と、それが生物へ与える影響についての調査研究を進めていく以外にその解明の方法は無いと考えられる。

この進め方は順応的管理すなわち「試験しながら、検証し、技術的發展を遂げる」という考え方<sup>54)</sup>に基づいている。こうした管理方針が支持されるには計画立案から現地での検証までの過程が透明で妥当性が高いものでなくてはならない。このため、学識経験者はもとより、同じ河川流域の漁業団体や環境保全団体等関係者と開かれた場で情報を共有し、本方式が社会に受容されるように務めていくことが重要である。

## 3.6 結語

本章では多くの貯水池で、堆砂の影響がもっとも早期に現れる貯水池上流端部の河床管理の問題を取り扱った。そこは堆砂デルタと呼ばれ粗粒土砂が多くを占める。この領域における堆砂排除について、わが国のダムの全体的な動きとダム貯水池堆砂問題の象徴的存在である天竜川佐久間ダムの取り組みを事例に、粗粒土砂の貯水池堆積挙動と掘削・浚渫およびダム下流河川還元による管理手法について実用化の研究を進めた。

まず、貯水池堆砂の形態とダム下流河川の河床の変動等について、これまでの研究を概観し、佐久間ダム貯水池の堆砂の進行とその下流秋葉ダム下流河川の河床形態の変化を事例にその実態を分析した。それらは次のようにまとめることができる。

- 1) 1956年に竣工した佐久間ダムでは、堆砂の進行により、貯水池上流端部で河床が上昇し、1970年頃から周辺の土地への浸水が懸念され、堆砂対策が講じられるようになった。
- 2) 佐久間ダム貯水池デルタ上流部には相対的に粗粒径の土砂が分級されて堆積しており、さらに1991年から行われている流水掃砂による粗粒化の進行も指摘されている。
- 3) ダム下流河川と河口周辺海岸では供給土砂の不足による問題が顕在化しつつある。佐久間ダム等による流砂の捕捉と現在も続く砂利採取による影響で秋葉ダムより下流、河口までの河床は大きく低下している。これまでのところ低下の動向は砂利採取の動向に深く関係している。
- 4) 佐久間ダム貯水池内、天竜川本川河道の主要部及び河口周辺海岸部の土砂の粒度分布は次の特徴を示している。

①佐久間ダム貯水池内には粒径0.1mm以下の微細粒土砂が50%以上を占める。

②粒径 0.1mm 以下の土砂は河道及び海岸にはほとんど存在しない。

③粒径 0.1mm～1.0mm の土砂が海岸砂浜を形成するが、河道にはほとんど堆積していない。

④粒径 0.1mm～200mm の土砂が河道に堆積して河床を形成するが、0.2mm 以下の土砂は概ね 10% 以下を占めるにすぎない。

次に、佐久間ダムを含め、比較的多くのダムで行われている、貯砂ダムの設置と掘削・浚渫による排除についての実態を整理した。佐久間ダムではこれまで堆砂排除に多くの努力がされてきており、それらの積重ねを前提に貯水池堆砂デルタ部の河床高管理に最も有効な方法を検討した。その結果、次のことが明らかになった。

1) この部分の堆砂を除去するには、排砂ゲートにより洪水時に水位を低下して土砂を流下させたり土砂バイパスすることを除くと、掘削・運搬による他に現在のところ有効な方法はない。

2) 現在、行われている 3 つの対策に加え、貯水池デルタ上流部上流区間で毎年 10 万 m<sup>3</sup>程度を掘削・排除すれば、17 年間の一次元河床変動計算によれば、デルタ上流部の河床上昇を抑えられる。一方、ダム貯水池内堆砂の排除とダム下流河川の土砂環境の改善のため、掘削もしくは浚渫した土砂をダム下流河川に還元する試みが全国数ダムで行われている。そのうち天竜川秋葉ダムでは土砂供給試験と呼ばれ 1998 年から 2001 年まで連続して行われ、また、2005 年から再開された。この秋葉ダム下流河川への土砂還元が河床変動に及ぼす影響と効果を数十年間の一次元河床変動計算により推測し、今後、行われる下流土砂還元方法について考察した。その主な内容は次の通りである。

1) 佐久間ダム貯水池内のデルタ上流部に堆積した粗粒土砂（60%粒径が 3mm 程度の粗砂・砂礫）を何らかの方法で運搬し、下流河道に土砂還元する場合、下流河道の 63 年間の河床変動計算結果より、1963 年～2000 年の最高河床高を上回らないという条件で秋葉ダム直下流に毎年 3 万 m<sup>3</sup>と船明ダム直下流に毎年 7 万 m<sup>3</sup>の合計 10 万 m<sup>3</sup>程度を還元することが可能と見られる。

2) 同じ河床変動計算結果からは、下流河川還元により、還元土砂量が大きく、還元地点に近い船明ダムから鹿島の間では、河床材料の細粒化が認められるが、河床低下傾向を示す秋葉ダム～気田川合流点や、鹿島～河口では、河床材料の細粒化の程度はより小さいものになる。

3) 4 年にわたって行われた秋葉ダム下流等への土砂供給試験では、ダム直下流河道を中心に各種調査が試みられたが、還元土砂量が限定されており、現時点ではその影響と効果の把握及び評価は困難であった。他ダムの事例からも同様に数量的な影響や効果は明らかになっていない。

土砂還元の影響は洪水など自然の攪乱による大きな影響と併せたものとして観測される。土砂還元が河床高の変化や粒径の変化など河床の物理環境に及ぼす影響は、数十年の間の洪水等による自然の攪乱系列のもとで積み重ねられた結果としてシミュレーションなどにより、ようやく認識され、評価されるという性格のものであろう。

今後、適切な量と質の土砂還元であれば、短期的な河川環境への影響を避けつつ、長期的な流砂の一部捕捉の影響緩和に役立つことを明らかにする必要がある。そのためには制御しやすい土砂供給試験によりそれを実証的に明らかにしていく順応的管理の取り組みが重要である。その際、ダムから河川を通じて海岸に至る流域関係者が開かれた場で情報を共有しつつ河川還元の影響・効果を確認していくことが社会的な認知を受けるために不可欠なプロセスである。

## 参考文献

- 1) 芦田和男, 高橋 保, 道上正規: ダム堆砂, 河川の土砂災害と対策, pp. 151-201, 森北出版, 1983.
- 2) 吉川秀夫: 貯水池に関する土砂水理学, 流砂の水理学, pp. 433-476, 丸善, 1985.
- 3) 辻本哲朗: ダムが河川の物理環境に与える影響ー河川工学及び水理学的視点からー, 応用生態工学, Vol. 2 No. 2, pp. 103-112, 1999.
- 4) 谷田一三, 竹門康弘: ダムが河川の底生動物に与える影響, 応用生態工学, Vol. 2 No. 2, pp. 153-164, 1999.
- 5) 中村太士: ダム影響評価の背景と課題ー特集を編集するにあたってー, 応用生態工学, Vol. 2 No. 2, pp. 101-102, 1999.
- 6) 藤田光一・宇多高明・服部 敦: 水系土砂収支のための「有効粒径集団」の考え方の提案, 土木技術資料, 37-12, pp. 34-39, 1995.
- 7) 建設省河川局監修, 財団法人ダム技術センター編: 多目的ダムの建設, 第 2 巻 (調査編), pp. 315-317, (財)全国建設研修センター発行, 1987.
- 8) 櫻井寿久, 柏井条介, 大黒真希: ダム貯水池の堆砂形態, 土木技術資料 45-3, pp. 56-61, 2003.
- 9) Morris, G. L. and Fan, J.: Reservoir Sedimentation Handbook, McGraw-Hill, pp. 10.1-10.13. 1997.
- 10) 建設省河川局開発課, 建設省土木研究所水工水資源研究室: ダムの貯水池の土砂管理に関する研究, 平成 11 年度 (第 53 回) 建設省技術研究会指定課題, 建設省, 1999.
- 11) 大矢通弘, 角 哲也, 嘉門雅史: ダム堆砂の性状把握とその利用法, ダム工学, pp. 174-187, 12-3, 2002.
- 12) 岡部健士: 貯水池における堆砂過程とその予測に関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 1982.
- 13) 岡野真久, 安田佳哉, 森 耕司: 天竜川中流部のダム貯水池群が流砂系に及ぼす影響について, 平成 15 年度ダム水源地環境技術研究所所報, 26-37, 2004.
- 14) 菊池浩一郎, 村永峰男, 板楠勝国: 佐久間ダムの堆砂状況と対策, 電力土木 No. 291, pp. 41-45, 2001.
- 15) 吉川秀夫: 河川工学, pp. 144-145, 朝倉書店, 1965.
- 16) 山本晃一: ダム下流の河床低下, 土木技術資料 15-6, pp. 14-21, 49, 1973.
- 17) 平野宗夫: Armoring をともなう河床低下について, 土木学会論文集第 195 号, pp. - , 1971.
- 18) 前出 1), pp. 203-230.
- 19) 黒木幹男, 岸力, 清水康行: 河床変動の数値計算法に関する研究, 第 17 回自然災害科学総合シンポジウム講演論文集, pp. 175-178, 1980.
- 20) 宇多高明: 日本の海岸侵食, pp. 200-218, 山海堂, 1997.
- 21) 建設省河川局監修: 多目的ダムの建設, 第 1 巻, pp. 430-443, (財)全国建設研修センター発行, 1977.
- 22) 吉良八郎: ダムの堆砂とその防除, pp. 221-229, 森北出版, 1982.
- 23) 前出 1), pp. 186-187.
- 24) 前出 1), pp. 27-28.



- 25) 高須修二, 太田達男: 貯水池の排砂に関する河床変動計算, 土木技術資料 31-12, pp. 25-30, 1989.
- 26) 道上正規, 藤田正治, 三木敦史: ウォッシュロードによる貯水池堆砂の1次元および2次元数値計算法, 鳥取大学工学部研究報告第23巻, pp. 109-120, 1992.
- 27) 前出 1), pp. 40-42.
- 28) 河村三郎: 土砂水理学 1, pp. 243-283, 森北出版(株), 1982.
- 29) 前出 1), pp. 26-27.
- 30) 前出 1), pp. 36-39.
- 31) 中川博次, 辻本哲郎: 移動床流れの水理, p. 110, 新体系土木工学 23, 技報堂, 1986.
- 32) 清水康行: 例題 2-4, 1次元流れと河床変動計算, 土木学会水理委員会編水理公式集例題プログラム集平成13年版, 社団法人土木学会, 2002.
- 33) 深谷壽久, 久津見生哲, 辻本哲郎: 矢作ダム土砂管理の課題と対策案の検討, 土木学会河川技術論文集第11巻, pp. 267-272, 2005.
- 34) 柏井条介: 最近の貯水池土砂管理について, pp. 6-8, 第15回ダム工学学術講演会資料, 2005.
- 35) 後藤仁志: 数値流砂水理学, pp. 18-20, 森北出版, 2004.
- 36) 角 哲也: 日本における貯水池土砂管理, 第3回世界水フォーラム, 流域一貫の土砂管理セッション論文集, pp. 27-40, 2003.
- 37) ダム工学会維持管理研究部会: ダム貯水池の堆砂および濁水に関する調査報告(II), ダム工学 Vol. 12, No. 1, pp. 73-75, 2002.
- 38) 大矢通弘: ダムリハビリテーションに関わる環境保全技術の開発, 京都大学学位論文, pp. 109-110, 2004.
- 39) 岡田 剛, 馬場恭平: 佐久間貯水池堆砂とその排除計画について, 大ダム, No. 102・103 合併号, pp. 84-93, 1982-12・1983-3.
- 40) 竹橋勝博, 佐藤浩明, 湯川正嗣: 天竜川水系ダム群の堆砂対策, 電力士木 No. 238, pp. 55-63, 1992.
- 41) 新庄高久, 藤田裕一郎: 発電用大規模貯水池(佐久間貯水池)における堆砂に関する考察, 水工学論文集 第48巻, 1153-1158, 2004.
- 42) 岡野眞久, 菊井幹男, 石田裕哉, 角 哲也: ダム貯水池堆砂とその下流河川還元についての研究, 土木学会河川技術論文集, 第10巻, pp. 191-196, 2004.
- 43) Morris, G. L. and Fan, J.: Reservoir Sedimentation Handbook, McGraw-Hill, pp. 18. 29-18. 31, 1997.
- 44) 建設省河川局砂防課: 河川審議会「総合土砂管理小委員会」報告と今後の取り組み, 河川 No. 628, pp. 6-7, 1998.
- 45) 国土交通省中部地方整備局長島ダム工事事務所企画・監修: 長島ダム工事誌, pp. 3-230~3-242, (社) 中部建設協会編集発行, 2004.
- 46) 山本晃一: 沖積河川工学, PP. 173~182, 山海堂, 1994.
- 47) 岡野眞久, 仁木兼二, 松井初男, 藤井隆弘: 貯水池堆砂をダム下流河川に還元する排砂方式の

- 導入, 第 6 回水資源に関するシンポジウム論文集, pp201-206, 水資源シンポジウム委員会, 2002.
- 48) 伊藤尚敬: 三春ダム下流河川における土砂供給試験, ダム技術, No. 193, PP. 64-69, 2002. 10
- 49) 久保田 明, 木戸研太郎: ダム下流の流砂系保全に向けた取り組み事例と今後の方向, 土砂管理とダムに関する国際シンポジウム論文集, pp. 58-65, (社) 日本大ダム会議他, 2005.
- 50) 進藤裕之: 黒部川におけるダム排砂, 第 3 回世界水フォーラム, 流域一貫の土砂管理セッション論文集, pp. 75-85, 2003.
- 51) 小久保鉄也: 出し平ダムの排砂実績と黒部川の土砂流送に与える影響, 貯水池土砂管理国際シンポジウム, ワークショップ論文集, pp. 99-115, 2000.
- 52) 前出 13), pp. 26-37, 2004.
- 53) 鈴木徳行: 早期の堆砂対策の必要性和天竜川の土砂供給試験について, 河川 No. 628, pp. 18-23, 1998.
- 54) 中村太士: ダム影響評価の背景と課題ー特集を編集するにあたってー, 応用生態工学, Vol. 2 No. 2, pp. 101-102, 1999.

## 第4章 ゆるい堆積細粒土砂の水圧吸引土砂排除システムによる排出

### 4.1 序説

第3章では主として粗粒土砂の堆砂の進行による貯水池上流部の河床上昇対策として行われる掘削・搬出とそのダム下流還元手法について論じた。本章では主としてゆるい細粒土砂を対象に、沈砂池、取水口まわり及びデルタ肩付近など堆砂が集中する、もしくは土砂を集めた領域に適用する貯水池流砂技術について論ずる。それらの領域から排出する技術としては浚渫がある。浚渫方式はグラブ浚渫など機械式とポンプ浚渫など水圧式に分類できる。水圧式にはポンプ浚渫とサイフォン浚渫など水位差を利用したものがある。浚渫が砂利採取等のために一部のダムで用いられていることは第3章でふれた。しかし、堆砂の下流河川への排出には一般に使用されていない。

ここでは、ダム貯水位と下流放流地点の水位差を利用して、主としてパイプにより、堆砂を流水とともにダム下流に排出する水圧吸引土砂排除システム<sup>1)</sup>を取り上げる。

水圧吸引土砂排除システムは次の特徴、

- ①水位を低下させずに、ダム貯水池が有する水位ポテンシャルを用いて排砂すること、
- ②貯水池内の堆砂が集中するポイントもしくはゾーンをねらって小規模な吸引排除ができること、
- ③主としてパイプを用いることから濃度の制御が容易であること、

を有し、ゆるい堆積細粒土砂の排出手法として期待が持てる手法である。

また、運用の基本としては洪水時に、ダムからの余水放流量の一部もしくは全部を用いてダム下流河川に排出することとすれば、土砂流送能力も大きくかつ自然のリズムにも近い洪水時の排出はSS濃度の上昇やDOの低下など、下流河川への環境面での負荷をそれほどかけることはないものと考えられる。

海外ではこのシステムの実施事例が報告されている<sup>1),2)</sup>。このシステムは初期投資と運転費用が小さく、貯水位を低下させることなく、比較的小規模の排砂を、排砂量を制御しつつ行えることが特徴で既設の管理中のダムにも適用可能である。また、土砂バイパスを排出先として利用することも考えられる。

本章では、マルチホールサクション排砂管<sup>3)</sup>(以下「MHS 排砂管」と略称する。)を中心にして、水圧吸引土砂排除システムの土砂吸引排出機能を論ずる。

ここではまず、これまで研究されてきた水圧吸引土砂排除システムについて概観する。次に、管路の一次元定常水理モデルをマルチホール型の排砂管用に拡張するとともに、土砂混合水の管路流れの特徴を表現するためにスラリー輸送の知見を一部導入する。また、排砂管周辺の土砂が吸引される時の挙動についても考察を加える。さらに、広いエリアの土砂を吸引するための技術についても論じておく。

こうして得られたモデル等による解析とMHS 排砂管の排砂模型実験により、MHS 排砂管の有効管長の存在や有効管部分の移動などの吸引・流送特性を明らかにする。その後、これらのモデル等による解析結果をもとにMHS 排砂管システムの実用化のための今後の課題等について考察する。

最後に、放流先の下流河川環境への影響を緩和するための水質制御の考え方などについてもふれる。

## 4.2 水圧吸引土砂排除システムに関する従来の研究とその技術の特徴

### 4.2.1 水圧吸引土砂排除システムの構成と機能

図-4.1 に示すサイフォン・ドレッジのようにポンプを使わずに流水の持つ自然の営力により、貯水位を保ったまま貯水池内堆積土砂を除去するシステムを Hotchkiss らは HSRS (Hydro-suction Sediment-Removal System) と名付け、水圧吸引浚渫を主にそれまでの研究をとりまとめている<sup>1)</sup>。水圧吸引土砂排除システムは HSRS の訳語である。

ところでポンプ浚渫は、「浚渫設備一式の初期投資額、運転・維持費用ともに大きいこと」、「浚渫土砂の処分費用は小さくないこと」、「浚渫設備の搬入搬出が容易でないこと」等により、特に必ずしも毎年のように大量に浚渫することがない小規模貯水池では、費用がかさむものになっている。

水圧吸引土砂排除システムを排砂管による排出にまで広げ、これまでの研究あるいは開発途上にある技術を移動式、固定式および半固定式に大別し、それらの構成と機能を表-4.1 にまとめた。表中のマルチホールサクション排砂管は固定式の1方法として従来の研究に基づき筆者らが提案した<sup>3),4)</sup>のものであり、ダム貯水池に存在する水位差と洪水放流量の一部を利用し、下流河川環境の受容の範囲でモニタリングしつつ排砂するものである。

移動式は吸引する土砂を求め吸引点を移動させるのに対し、固定式は吸引エリアを固定してそこに集まる土砂を吸引する。移動式には吸引する土砂の流動化を促す機構も取り付けやすい。半固定式の例に平常時に吸引エリアを移動させ洪水時に吸引エリアを固定して排砂する方式を挙げた。このシステムの焦点は吸入・流送機能であるが、それとともに広いエリアの土砂を吸引する

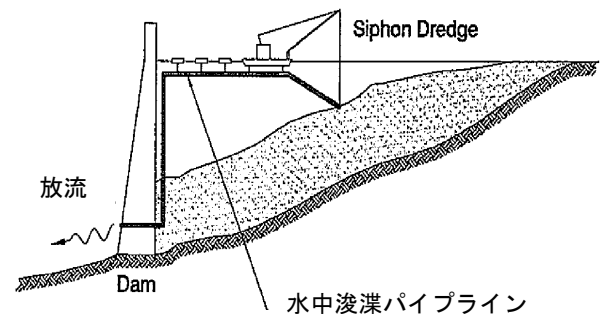


図-4.1 可動型サイフォン浚渫

表-4.1 水圧吸引土砂排除システムの構成と機能

方式	集砂部	流動化	吸引部	流送部	貯留・仮置き	河川合流部
(参考) ポンプ浚渫 (平常時運用)	ポンプ船 + ポンプ			パイプまたは 土砂運搬船	湖外沈砂池	骨材利用 処分
移動式 (運用時移動)	浮体 + サイフォン浚渫, Hydro-J 工法または SY 工法など			パイプまたは 船舶運搬	湖外もしくは 湖内仮置き	?
固定式 (洪水時運用)	水位の低下な ど貯水位運用 等による土砂 の移動	砂など流動 化し易い土 砂が対象	オリフィス型排砂管, 離散ス リット渦動管, Hydro-P 工 法, マルチホールサクション 排砂管など	パイプ等	—	余水放流量と混 合・濃度調整して 洪水時に放流
半固定式 (移動後運用時 固定)	堆砂量が大 きい領域に吸引 口を移動	砂など	シートを用いた堆砂表面か らの面的吸引方法など	パイプ等	—	同上

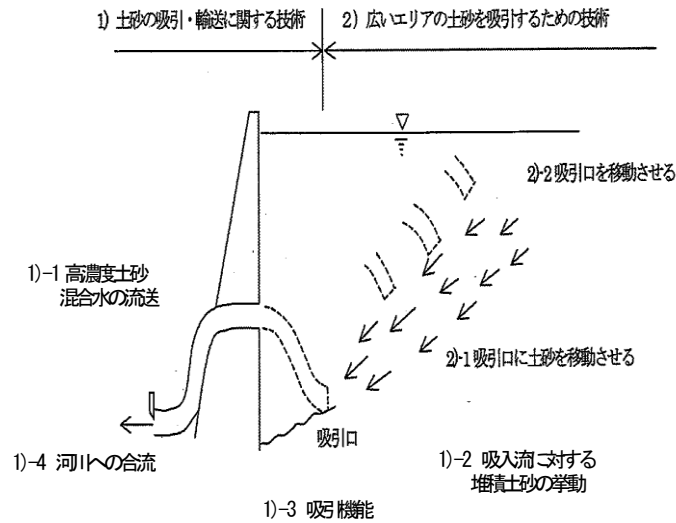


図-4.2 水圧吸引土砂排除システムの技術<sup>5)</sup> (一部加筆)

ための技術，さらには下流河川に放流する手法についても重要な課題である。

これらの水圧吸引土砂排除システムに必要な技術について柏井<sup>5)</sup>の研究成果も参考にしてまとめると次のように整理される（図-4.2 参照）。次節以下ではこのような観点からも論を進める。

#### 1) 土砂の吸引・流送に関する技術

##### 1)-1 高濃度土砂混合水の流送

##### 1)-2 吸入流に対する堆積土砂の挙動

吸引機能に応じた堆砂性状を特定する，もしくはその堆砂性状に変化させる技術

##### 1)-3 吸引機能

##### 1)-4 河川への合流

#### 2) 広いエリアの土砂を吸引するための技術

##### 2)-1 吸引口に土砂を移動させる

①貯水位の変動により移動させる，もしくは貯水池の堆砂特性に応じて待ち受ける技術

②平常時に掘削・浚渫し，輸送し，湖内仮置き後洪水時に固定式により排出する技術

##### 2)-2 吸引口を移動させる

①洪水中に吸引口を移動させる技術

②常時に吸引口を移動させておき，洪水時にはその位置において吸引する技術

### 4.2.2 移動式

水圧吸引土砂排除システムの事例は多くはないが，移動式ではサイフォン浚渫は中国などで使われてきた実績はあるようである<sup>1)</sup>。Batuca ら<sup>2)</sup>はサイフォン浚渫について，利点の第一に低い初期投資額と低い運転・維持経費をあげ，また，唯一の欠点としてはパイプの閉塞であるとして，乾燥密度が  $1.30\text{t/m}^3$  程度以下の堆砂を対象とすることが推奨されていること，また，その吸引

ヘッドは重要な部分で形状、大きさ、及び運転方式が堆砂排除の効率を決定するとしている。また、中国の Tianjiwan 貯水池、フランスの Rioumajou ダム、ルーマニアの Stefanesti 取水口と Clucerease 取水口の事例を紹介するとともに、Batuca の行った室内及び現地での試験結果をまとめ、サイフォンの土砂流送能力  $Q_s$  (kg/s) と土砂-水混合流の流速  $V_m$  (m/s) との関係を次の実験式で示している。

$$Q_s = 0.272 V_m^{2.73}$$

ポンプ式浚渫と同様に吸入ヘッドは効率よく土砂を吸入するためさまざまな工夫がされている。移動式は吸引点を動力により移動させ、点状、線状もしくは細い帯状エリアの排砂を行う。固定式との比較においては、この動力による吸引点の移動が集砂の機能を持ち、併せて堆砂表面を流動化させる。しかし、洪水時の排砂にはこの吸引点の安全な移動が課題となる。

また、平常時の浚渫では下流河川の環境上の問題から、そのまま土砂を排出することは困難である。このため、一時貯留または処理用の空間を必要とし、処理費用の問題も生ずる。

Batuca ら<sup>2)</sup>は Jacobsen ら<sup>6)</sup>により開発された上流端開口部から清水が入るサクソホーン形をしたサクションヘッドを有するサイフォン(図-4.3)を「見たところ、このタイプのサクションヘッドは操作しやすく安全でそのシステムは詰まることはないだろう」と紹介している。

橋本<sup>7)</sup>はこのタイプのサクションヘッドを有するサイフォンを、アルファベットの J の形をしているため Hydro-J 工法と名付け、これを用いて佐久間ダム貯水池で行われた Hydro-JT 工法(貯水池に浮かべた台船から J 管を吊り下げ、水位を下げた土運搬船内に排送する方式)の適性実験結果を報告するとともにこの工法を用いて考えられる排砂システムをいくつかのパターンに分け紹介している。

また、横森ら<sup>8)</sup>は粘着性の高いシルト・粘土が卓越し、圧密がある程度進行した堆砂の吸入を対象に、プラグ流と脈動流を発生させて閉塞を回避する試みを行っている。この方法は SY 工法と名づけられている(図-4.4)。

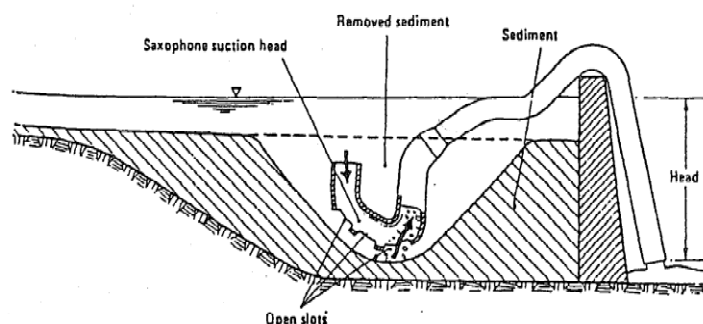


図-4.3 サクソホーン形をしたサクションヘッドを有するサイフォン<sup>6)</sup>

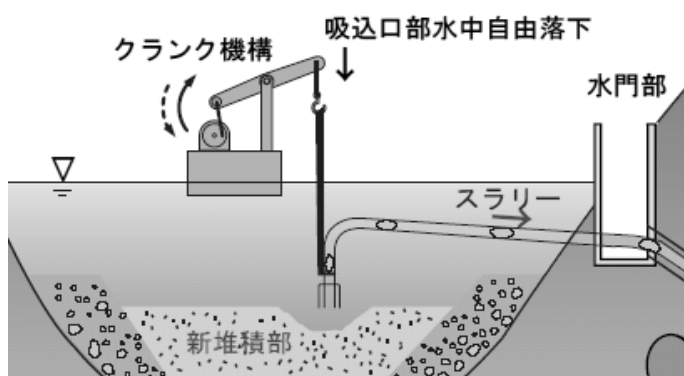


図-4.4 SY 工法<sup>8)</sup>

#### 4.2.3 固定式

一方、固定式では、同じく貯水位をある程度保ったまま排砂する方法に堤体底部のオリフィス型排砂管を用いる方式があり、著者はこれも水圧吸引土砂排除システムに含める。

吉良<sup>9)</sup>はオリフィス型点排砂法では流出口からわずか離れただけでも流速が著しく低減し掃流力がそこまで及ばなく、堤体付近の堆砂が部分的に排砂されるのみであるのに対し、貯水池底縦断方向に有効渦動管長を有する渦動管（スリット管）を用いた線排砂法を採用すれば、渦動管延長線上の堆砂がスリット流入・ラセン流送砂によって排砂が可能になるとしている（図-4.5）。

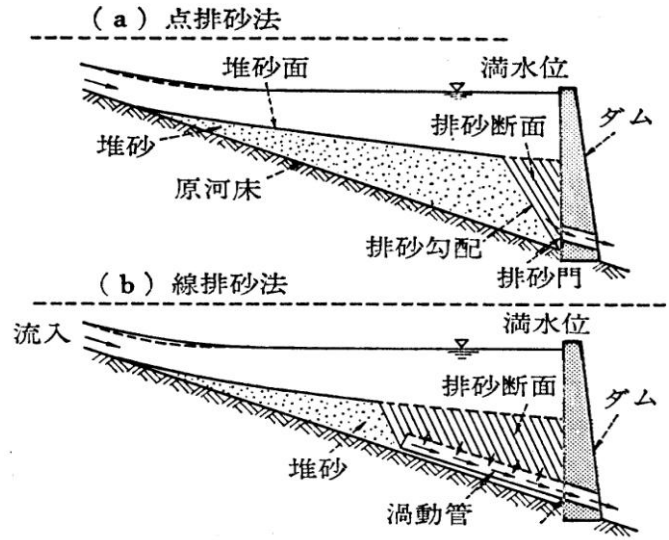


図-4.5 貯水ダムにおける点排砂法と線排砂法<sup>9)</sup>

この渦動管による排砂方法とはスリットが入った管を貯水池底に設置し、管内の負圧を利用して水とともに土砂を吸い込み、下流へ輸送しようとするものである。一本のスリット管では、土砂を排出できる長さは有限である。有効渦動管長とはこの排砂が有効にできる管の長さであり、管径、スリットの幅や水頭差等に関係しているとされる。

道上ら<sup>10)</sup>は沈砂池の底部に縦断方向に設置された渦動管の基礎方程式について、通常の管路の定常流れに連続スリットからの流入があるものとして次式により示した。

連続式(4.1)と運動方程式(4.2)を以下に示す。

$$\frac{dQ}{dx} = q \quad (4.1)$$

$$\frac{1}{2gA} \frac{d}{dx} \left( \beta \frac{Q^2}{A} \right) + \frac{d}{dx} \left( \frac{p}{w} + z \right) - \frac{U}{gA} \frac{dQ}{dx} + \frac{\lambda Q^2}{2gRA^2} = 0 \quad (4.2)$$

ここで、 $Q$ ：管内流量、 $x$ ：管の流下方向に正をとった座標、 $q$ ：吸入流量、 $g$ ：重力加速度、 $A$ ：管断面積、 $\beta$ ：運動量補正係数、 $p$ ：管内圧力、 $w$ ：水の単位体積重量、 $z$ ：位置水頭、 $\lambda$ ：摩擦係数、 $R$ ：管の径深、 $b$ ：吸入スリット幅、 $U$ ：貯水池内流速である。

また、スリットからの吸入流速は、管の内側と外側の圧力差に比例するものとして次式(4.3)で表した。

$$v \equiv \frac{q}{b} = C \sqrt{2g \left\{ H - \left( \frac{p}{w} + z \right) \right\}} \quad (4.3)$$

ここで、 $v$ ：吸入流速、 $C$ ：流量係数、 $H$ ：水位差、である。(4.3)式中の流量係数 $C$ はスリットからの流入抵抗を表しており、清水中であっては吸入スリット幅などの形状に依存する値をとると考えられ、道上ら<sup>10)</sup>は0.8～0.9程度の値としている。

道上ら<sup>10)</sup>は有効渦動管長を増加させるため、開口部が離散的に配置されているスリット管（離

散型スリットを用いた渦動管)を提案し、一様スリット管との比較実験により、開口比(開口部と閉鎖部の長さの比)を1:15程度とすると、一様スリット管に比べ有効管長は約5倍となることを示した。中国電力奥津第2発電所では、スリットを下方に向けた離散型スリット渦動管が沈砂池等に試験活用されている<sup>11)</sup>。

また、Jacobsenら<sup>6)</sup>は、パイプ底に連続したスリット列を有する排砂管(Slotted Pipe Sediment Sluicer, SPSS)を湖底に設置し排砂する工法を開発し、ネパールのJhimruk貯水池で試験している。Batucaら<sup>2)</sup>はその概要を紹介している(図-4.6)が、その排砂メカニズムは明らかにされていない。

橋本<sup>7)</sup>はこのノルウェーで開発された技術を導入してHydro-Pipeと呼び、その工法原理を概略紹介している。それによれば堆積限界速度よりやや早い速度の時に、流れは最小の摩擦ロス、最小の動水勾配で流せるとし、最小エネルギー状態で流れるように自己調節されるとしている。また、この工法については公開試験が行われている<sup>12)</sup>。

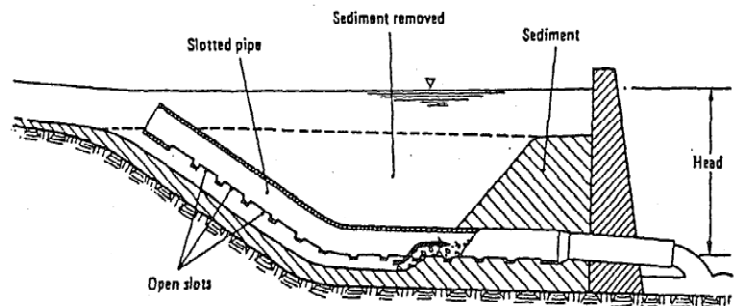


図-4.6 スロットを有する排砂管(SPSS)<sup>6)</sup>

筆者には、「比較的延長が長い下流側流送管部では最小エネルギー状態で流れることを前提に、その上流側では管径を大きくすることにより流速を低下させる。高濃度の土砂混り管路流れは摺動層や部分堆積層をもつ流れとなり、部分堆積層によりスロットからの吸入を阻止する。吸入点ではスロットから吸入される水が掃流状に土砂を排砂管周辺から巻き込む。吸入する土砂が無くなると土砂濃度が低くなり、部分堆積層は形成されず、吸入点は移動していく。」という特性を利用したものと想像される。

岡野ら<sup>3),4)</sup>はパイプ底に入れた離散型スリットを丸穴に変えた渦動管に吸水口をつけたものをMHS 排砂管と名付け、その土砂排出機能を模型実験と水理モデル解析によって論じた。それらの結果から、図-4.7に示すような上流端に吸水口を設け管内流速を確保すること及び吸砂口周辺土砂を水噴射により流動化することが、より安定した吸入・流送機能を発揮する上で効果を有することを明らかにした。あわせて、複数のMHS 排砂管を面的に配置し、中継槽に集める概略システムを提案した。

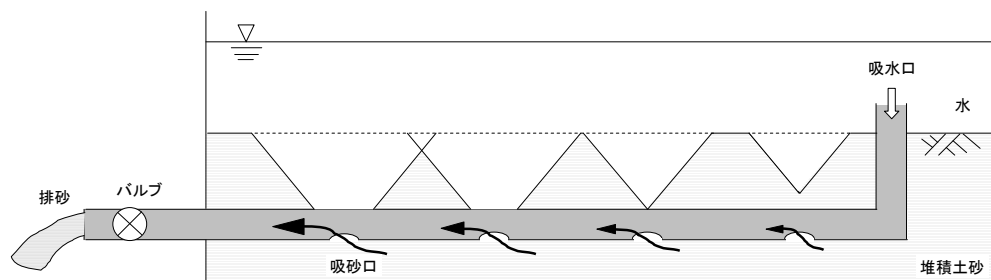


図-4.7 マルチホールサクション排砂管



Hydro-Pipe と MHS 排砂管について、中川<sup>13)</sup>はその吸引機構を比較したうえで、これらの方式では体積土砂濃度が 5～10%程度でしか排砂できないため、多量の排砂を短時間、たとえば洪水期間中のみで全て排出することは困難であろうと指摘している。指摘のように、これらに代表される水圧吸引土砂排除システムは小規模の土砂排出を頻繁に行う運用とする必要がある。

Hydro-Pipe は土砂吸引点を吸引部の上流部から下流部へ自己調節的に移動することに大きな特長を有する。しかし、その確実な移動が課題である。一方、MHS 排砂管は薄い土かぶり厚さでも機能するが、短い有効管長をどのように活用するかという課題を持つ。

#### 4.2.4 半固定式

柏井<sup>14)</sup>は堆砂表面から吸引していく方が実用性が高いとの考えに基づき、底面にスリットを入れた管路を堆砂面上に設置し、土砂を吸引・輸送する吸引部形状を検討している（図-4.8）。吸引による堆砂面の低下に追従するためにフレキシブルな排砂管と吸引面を広げるために排砂管と堆砂面を覆うシートを設置することに特徴がある。堆砂面上に管路を設置するので、出水ごとの設置位置の移動や設置・回収による維持管理が容易であるとしている。

なお、シートを用いる排砂方法は西村<sup>15)</sup>により研究されている。

これらの方式についてはいずれも室内実験の段階であり、今後の展開が期待される。

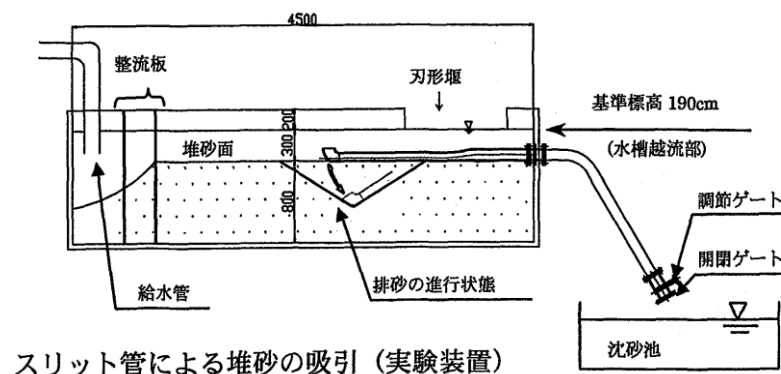


図-4.8 スリット管による堆砂の吸引（実験装置）<sup>14)</sup>

### 4.3 水圧吸引土砂排除システムの土砂水理モデル

#### 4.3.1 基本水理モデルとしての1次元定常管路水理モデル

##### (1) 運動方程式の改良

MHS 排砂管などの水圧吸引土砂排除システムの基本水理モデルとして1次元定常管路水理モデルを考える。土砂の吸引・流送の水理現象は非定常な現象であるが、その過程をいくつかの定常状態に分けて表現することとする。

ここでは道上ら<sup>10)</sup>による一様スリットを有する渦動管の運動方程式を基本とするが、MHS 排砂管には一様なスリットと異なり吸砂口が離散的に設置されていることから、新たに吸砂口部の運動量損失項を加え、以下のように定式化した<sup>4)</sup>。なお、以下、システム全体としては吸引であるが、個々の吸引口は吸入口ということとする。

図-4.9に示す定常管路流れを想定する. ここで  $v_i$  は第  $i$  吸入口における吸入流速,  $u$  は管内流速である. 管内流速  $u$  には添え字  $i$  および  $i+1$  を付して, 第  $i$  吸入口前後の流速を区別した.

連続式(4.1)は管内流速  $u$  と吸入流速  $v_i$  を用いて(4.4)式で表す.

$$\frac{d}{dx}(uA) = \delta(x_i) v_i a_i \dots\dots (4.4)$$

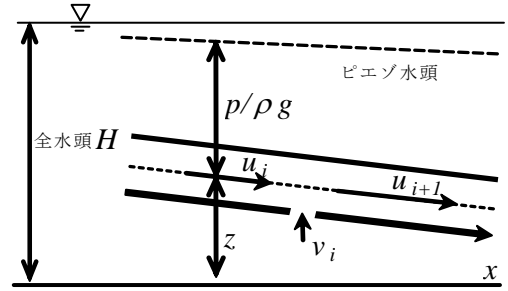


図-4.9 1次元管路流れにおける諸記号

ここで  $A$ : 排砂管断面積,  $a_i$ : 第  $i$  吸入口断面積,  $x$ : 流下方向座標軸,  $x_i$ : 第  $i$  吸入口位置である.  $\delta(x_i)$  はデルタ関数で吸入流量  $v_i a_i$  が吸入口地点でのみ与えられることを示している.

運動方程式は(4.2)式より  $U$  の項を無視し, 新たに吸入流の管内流への合流に伴う管内の損失水頭  $h_{SL}$  を加えて, (4.5)式で表現する.

$$\frac{d}{dx}\left(\frac{u^2}{2g}\right) + \frac{d}{dx}\left(\frac{p}{\rho g} + z\right) + \frac{f_e}{2gD}|u|u + h_{SL}\delta(x_i) = 0 \dots\dots\dots (4.5)$$

ここで,  $g$ : 重力加速度,  $D$ : 管径,  $p$ : 管内圧力,  $\rho$ : 流体密度,  $z$ : 位置水頭である. 損失係数  $f_e$  は管の曲がりなどによる損失係数  $f_b$  と管内の摩擦係数  $f$  との和で表される.  $f_b$  はそれぞれのシステムに特有な条件などによって変化するので, 実験などで事前にその値を算定する. 管内の摩擦損失係数  $f$  は Moody 図表<sup>16)</sup>により算定する. 本研究では, 吸入による損失水頭  $h_{SL}$  は摩擦損失と同様に管内流速の二乗に比例し, かつ, その損失係数は管内流速に対する相対的な吸入流速の大きさに依存すると仮定し, (4.6)式により表した.

$$h_{SL} \propto \frac{v_i^2}{u_{i+1}^2} \frac{u_i^2}{2g} \dots\dots\dots (4.6)$$

(4.4)式～(4.6)式を用いることにより, 吸入流速  $v$  が分かれば任意地点における管内流速  $u$  と管内圧力  $p$  が求められる. 最後の未知変数である吸入流速  $v$  は道上ら<sup>10)</sup>と同じ(4.3)式の形式により表現できるものとし, 第  $i$  吸入口における流量係数  $C_i$  を用いて(4.7)式により表す.

$$v_i \equiv C_i \sqrt{2g \left\{ H - \left( \frac{p_i}{\rho g} + z_i \right) \right\}} \dots\dots\dots (4.7)$$

## (2) 吸入圧力損失係数設定のための模型実験

吸入損失を評価するために清水状態で水理実験を行った<sup>3),4)</sup>. 実験は図-4.25に示す装置で後述する排砂模型実験と同じ条件で行われている. 吸入損失評価の実験はなるべく基本的な条件とするため吸入口を1口とした. これらの条件で管内流量, 管内圧力および吸入流速を測定した.

清水模型実験結果を整理し, 次式が実験結果と比較的良好な相関を示すことが分かった.

$$h_{SL} = 0.43 \frac{v_i^2}{u_{i+1}^2} \frac{u_i^2}{2g} \dots\dots\dots (4.8)$$

図-4.10 中の  $X_v$  は次式を表している。

$$X_v = \frac{v_i^2}{u_{i+1}^2} \frac{u_i^2}{2g} \dots\dots\dots (4.9)$$

#### 4.3.2 土砂流送機能のモデル化

##### (1) 水平管路における土砂混合流れの形態と堆積限界流速

水平管路の流砂形態に関する奥田<sup>17)</sup>の総合的な報告によれば、管内の流れと流砂形態は、模式的におよそ図-4.11のように示される。一般に不均質流に属する3態は不均質浮遊流、摺動流そして堆積流もしくは沈床流と呼ばれている。

これらの限界速度については多くの研究者により実験的研究がされている。堆積限界速度は管底に接している粒子層が摺動状態から堆積し始めるときの速度とされている。この速度から摺動層が消滅し浮遊流れとなる浮遊限界速度までの範囲は管底に摺動層が存在する。堆積限界速度としては次式の Durand 式が代表的である<sup>18)</sup>。

$$u_c = F_L \sqrt{2gD(s-1)} \dots\dots\dots (4.10)$$

ここに、 $F_L$ ：限界速度係数、 $D$ ：管径、 $s$ ：土粒子比重である。係数  $F_L$  の値は図-4.12に示すように流れる土砂の粒径および管内土砂濃度  $c_v$  によって変化する。管径 52mm、土粒子の中央粒径 0.075mm、土砂の体積濃度  $c_v=5\%$  の条件では堆積限界速度  $u_c$  は約 0.9m/s となる。

従来、浚渫における管路輸送では、摺動流あるいは堆積流の領域に入らないようにすることが第一と考えられて高速輸送が行われていたが、本システムでは比較的低流速での流送となる。低流速で土砂混合水を管路輸送する場合、堆積限界流速を一つの目安に管内流速を制御することが必要になる。

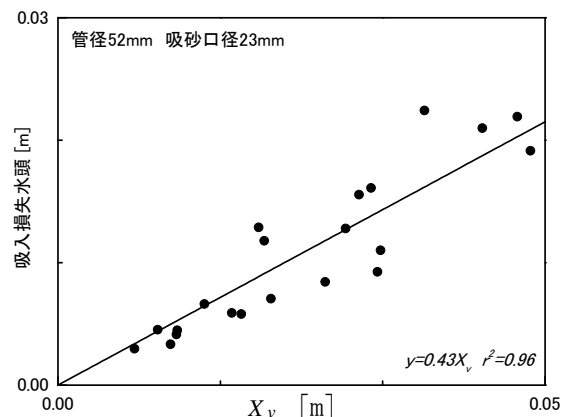


図-4.10 吸入圧力損失と管内流速・吸入流速の関係

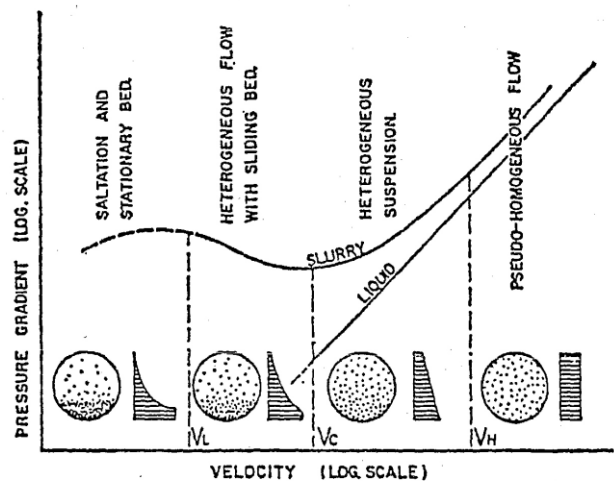


図-4.11 管内の流砂形態と管内流速の関係<sup>17)</sup>

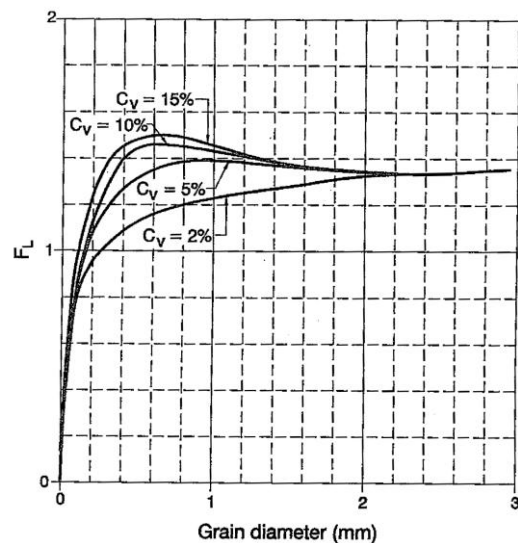


図-4.12  $F_L$  と粒径および土砂濃度の関係<sup>17)</sup>

## (2) 土砂混合水の管路抵抗

摺動層を伴う土砂混合水の水平管路の圧力損失の問題についても多くの研究者が Durand 系の圧損形式で実験値を発表している。圧力損失係数 $\phi$ は次式で定義される。

$$\phi = \frac{i - i_w}{i_w c_v} \dots\dots\dots (4.11)$$

ここに、 $i$ ：土砂排出時の動水勾配、 $i_w$ ：清水時の動水勾配、 $c_v$ ：管内の土砂体積濃度である。

一方、Kazanski j は、次式のような土砂の粒度分布を考慮した圧力損失式を提案している<sup>18)</sup>。

$$\phi = 180 D^{1/2} u^{-3} \left( \overline{Fr_{xj}}^{1.5} \right)^{0.5} \dots\dots\dots (4.12)$$

ここに、 $\overline{Fr_{xj}}^{1.5} = \Sigma \left( Fr_{xj} \right)^{1.5} X_n / 100$  で、

$Fr_{xj}$  は土粒子の粒径  $d_j$  とその沈降速度  $w_j$  によるフルード数  $Fr_{xj} = w_j / \sqrt{g d_j}$  (表-4.2)、 $X_n$  は各粒径  $d_j$  の百分率、 $D$ ：管径、 $u$ ：管内流速である。

表-4.2 粒径  $d$  と  $Fr_{xj}$  との関係

d mm	0.06- -0.10	0.10- -0.25	0.25- -0.50	0.50- -1.00	1-2	2-3	3-5	5-10	>10
$Fr_{xj}^{1.5}$	0.020	0.098	0.404	0.755	1.155	1.50	1.77	1.94	2.00

(4.11) 式より動水勾配比  $i/i_w$  は濃度をパラメータにして次式で表せる。

$$i/i_w = c_v \phi + 1 \dots\dots\dots (4.13)$$

ここで示した動水勾配比は管内流速を同一とした条件における比を表すので、それを摩擦係数のみによって表現すれば、土砂混合時の摩擦係数  $f$  と清水時の摩擦係数  $f_w$  との関係は(4.13)式から次式(4.14)で表される。

$$\frac{i}{i_w} = \frac{f u^2}{2gD} \bigg/ \frac{f_w u^2}{2gD} = \frac{f}{f_w} = c_v \phi + 1 \dots\dots\dots (4.14)$$

図-4.13 に、管径  $D=52\text{mm}$ 、8号硅砂(粒径 0.06～1.20mm)、の場合の土砂混合時と清水時の動水勾配比  $i/i_w$  と管内流速  $u$  との関係を(4.12)式及び(4.13)式により算出して示した。なお清水時の摩擦損失係数  $f_w$  は管路の摩擦抵抗則<sup>18)</sup>から算定する。たとえば管径 52mm、管内流速 1.0m/s、相当粗度  $k_s/D=0.007$  の条件では、 $f_w$  は約 0.035 となる。

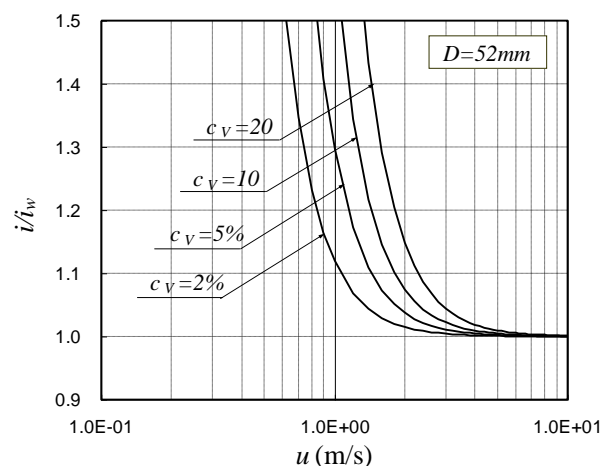


図-4.13 管内流速と土砂混合時および清水時の動水勾配比の関係(Kazanski j)<sup>18)</sup>

### 4.3.3 吸入流に対する堆積土砂の挙動

#### (1) ゆるい砂質土の場合

MHS 排砂管は貯水池堆砂面上でほぼ安息角の勾配の斜面となるよう掘ったトレンチの底部に設置され、トレンチ内に堆積した土砂を吸砂口から吸引し排除する。この時、排砂管を埋める堆積土砂が吸引されていく現象は、次のように想定される(図-4.14)。

- ①初期の浸透流状態から浸透破壊が起こり、土粒子が吸引され始める。
- ②浸透破壊からある時間が経過してパイピング現象に至る。貫通孔から排砂管への吸入流が土砂を巻き込み、その孔径を広げていく。
- ③排砂管底部下面を向いた吸砂口へ排砂管外縁を狭い範囲で流れる吸入流により、吸砂口周辺排砂管外縁の土砂は掃流状に流入する。
- ④過程③により、急勾配になった堆砂斜面が安息角 $\theta$ になるまで次々と崩壊し、崩落した土砂はまた、③の過程をたどる。

このうちパイピング現象が生ずるまでの過程①は吸砂口外側の堆積土砂が受ける水頭 $H$ 、排砂管内圧力水頭 $h_p$ 、浸透経路長 $L$ により、堆積土砂部分の動水勾配 $i$ は

$$i = \frac{H - h_p}{L} \dots\dots\dots (4.15)$$

で表され、この値が、堆積土砂が透水破壊を起こす限界動水勾配 $i_c$ を越えればパイピング現象が生ずる。

石原<sup>19)</sup>によれば、透水係数が小さい粘性土では限界動水勾配は1に比べはるかに大きく、砂の透水係数である $10^{-2}\text{cm/s}$ のオーダーになると $i_c$ の値も1.0に漸近している(図-4.15)。(4.15)式によれば、浸透経路長 $L$ を短くする工夫が短時間に過程②のパイピングに移るうえで有効であることを示唆する。

上記過程③の吸砂口に向かう流れが吸砂口周辺の土砂を掃流状に運搬する現象はMHS 排砂

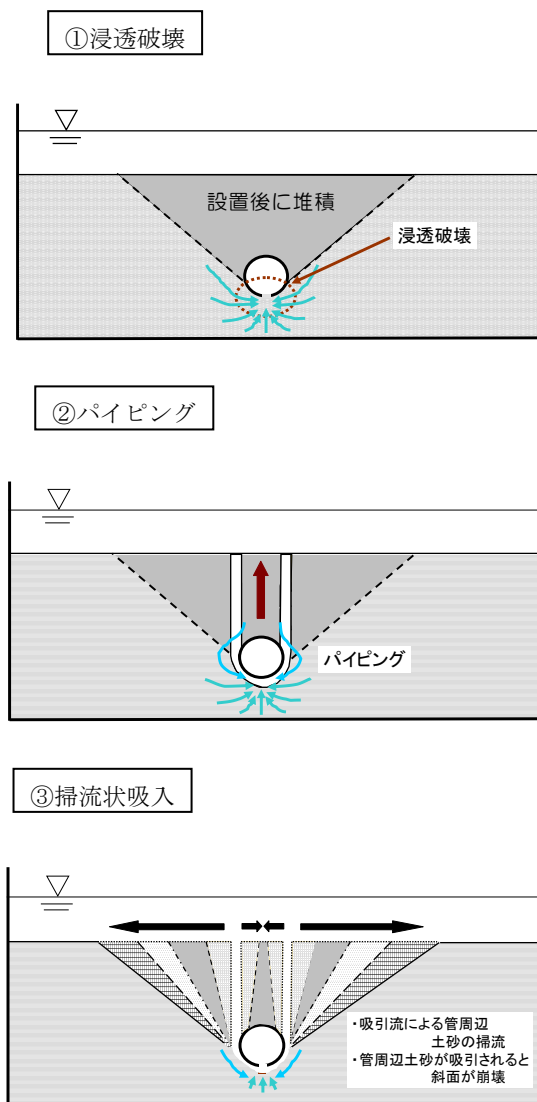


図-4.14 排砂管外の堆積砂質土の挙動

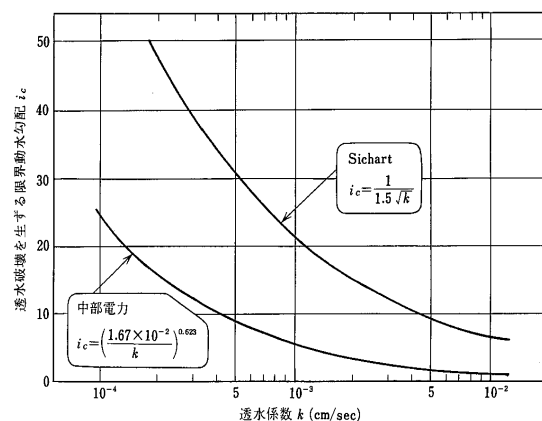


図-4.15 粘性土の動水勾配と透水係数の関係<sup>19)</sup>

管の土砂吸引の主要なメカニズムで、他の水圧吸引土砂排除システムにも共通するものであろう。

しかし、この現象はもとより、④の堆積土砂斜面の崩壊に関する土砂水理現象も①、②の過程も現状では簡易なモデル化は困難である。当面は後述する実験のなかでこれらの土砂水理現象を観察し、容易に吸引できる堆砂性状を特定し、そういった堆砂性状をもつ土砂を対象に本システムを適用することとしていくことが必要であろう。

なお、堆砂斜面の安定勾配については、赤井<sup>20)</sup>は砂を締め固めずに軽く盛り上げたときに示す安息角は、ゆるい砂のせん断試験から得られる内部摩擦角にほぼ等しいとしてゆるい乾燥砂の内部摩擦角の概略値として  $28.5^{\circ}$  と  $34^{\circ}$  を例示している。また、貯水池底に堆積する土砂に混じる流木の枝葉や土砂の粘着力の存在等は吸入流による堆積土砂斜面の崩壊の広がり进行を妨げると考えられ、それらはこのシステムの効率に少なからぬ影響を持つものと思われる。

## (2) シルト質土の場合

堆砂のうち細砂からシルト質土部分を吸入・排除しようとする場合、図-4.16 に示すように、その流動性によって大略2つのケースが考えられる。

第1のケースは堆砂後短時間で圧密が進んでいない場合などで、含水比が高く、せん断強度も小さく、安息角が小さいケースである。このケースでは吸入流による掃流状の運搬ではなく、堆砂自体がそのまま吸砂口から吸引され、注水口から吸引される清水により希釈されつつ管内を流送される。堆砂面が広い範囲で沈下するように短時間で排出されるが、排出濃度は極めて高くなることが想定される。

第2のケースは圧密が進行してきた場合などで、含水比は低く、粘着力を持ち、せん断強度が大きいケースである。このケースではパイピングまでに時間を要するとともに斜面崩壊が起こりにくくなるので排砂管直上部の狭い範囲の土砂が吸引されるのみでそれより広い範囲の土砂の吸引に進行せず、吸水口から清水が入るのみになる。

従って MHS 排砂管はじめ固定式の水圧吸引土砂排除システムは、圧密が進行する以前の状態での堆砂が対象になる。なお、4.2.2 の SY 工法は粘着性が高く、ある程度、圧密が進行した状態の堆砂を対象として開発が進められている。

## 4.3.4 システム全体の土砂水理モデル

### (1) 吸引機能の表現

以上の準備をしたうえで①～⑥の吸砂口と上流端に吸水口を持つ MHS 排砂管を例に、(4.4)式～

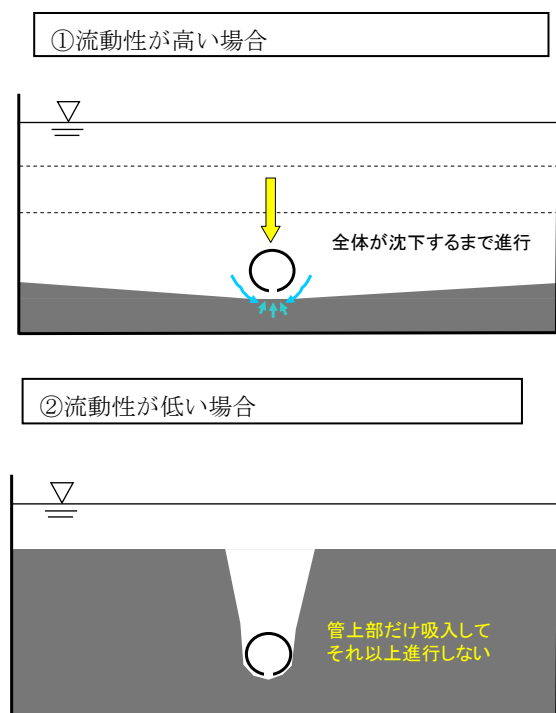


図-4.16 排砂管外の堆積シルト質土の挙動

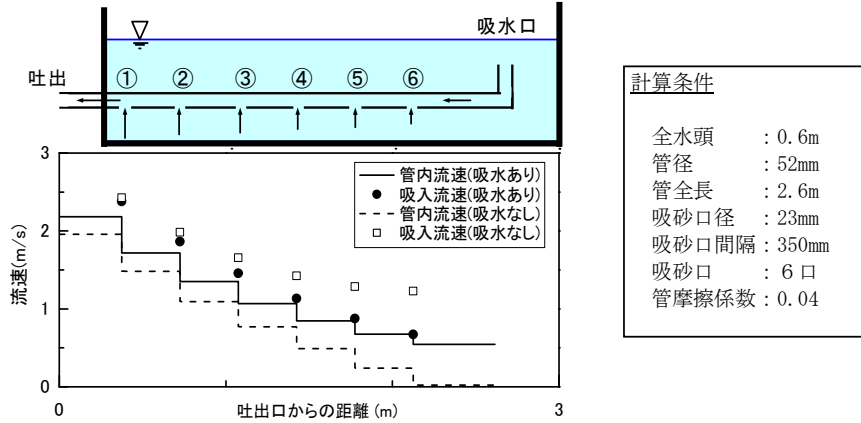


図-4.17 MHS 排砂管における管内流速と吸砂流速の管路方向分布の計算例

(4.7) 式により第  $i$  吸入口の吸入流速  $v_i$  及び管内流速  $u$  の流下方向の変化を見てみよう. 図-4.17 に示すように各吸入流速及び管内流速はともに下流側で大きく上流側に向かって減少する. この管内流速  $u$  が 4.3.2 に示した流送機能に関係するのに対し, 吸引機能は概ね吸砂流速  $v_i$  に関係すると考えられる.

4.2 でふれた各水圧吸引土砂排除システムの吸引点の砂の動きを見ると, 4.3.3 で見てきたように, 堆積土砂が砂質土の場合には特別の状態を除き, 吸入流による掃流砂が卓越した土砂移動と見ることができる. 水圧吸引土砂排除システムの砂の吸引機能はマルチホールサクション排砂管を例にすると, 第  $i$  吸砂口では次のように表すことができよう<sup>21)</sup>.

$$Q_B = \sum q_{Bi} \dots\dots\dots (4.16)$$

$$q_{Bi} = f_1(v_{*i}, \text{other parameters}) \dots\dots\dots (4.17)$$

ここに  $q_{Bi}$  : 第  $i$  吸砂口の流入砂量,  $v_{*i}$  : 第  $i$  吸砂口の流入砂量に関する摩擦速度,  $Q_B$  : 管内流砂量である. (4.17) 式は,  $q_{Bi}$  は  $v_{*i}$  の関数であることを示す.

ところで MHS 排砂管の土砂混合流の吸入流量及び管内流量は次の関係にある.

$$q_i = a_i v_i \dots\dots\dots (4.18)$$

$$Q = \sum a_i v_i \dots\dots\dots (4.19)$$

$$u = Q/A \dots\dots\dots (4.20)$$

ここに,  $v_i$  : 第  $i$  吸入口の吸入流速,  $q_i$  : 第  $i$  吸入口の吸入流量,  $a_i$  : 第  $i$  吸入口断面積,  $Q$  : 管内流量,  $u$  : 管内流速,  $A$  : 排砂管断面積である.

$v_{*i}$  は, 掃流砂と同様の考え方から  $v_i$  により表すことができると考えられる. また水位差や管路延長, 管径や吸砂部の諸元などが与えられると  $u$  と  $v_i$  は一意の関係となるので, 管内流の体積濃度  $c_v$  と  $u$  は (4.21) 式の関係にあると推定される.

$$c_v = Q_B/Q = f_2(u, \text{other parameter}) \dots\dots\dots (4.21)$$

なお, (4.11) 式と (4.12) 式より, Kazanskij の実験式では管路の流送機能を,  $c_v$  は  $u$  の 3 乗に比例している.

以上の関係と、実質上の観測は最下流の管内流の体積濃度  $c_v$  と最下流の管内流速  $u$  であることなどにより、排砂管外の堆積土砂の状況、排砂管の吸入能力及び管路の流送能力を合わせたシステムの土砂排出能力を最下流の管内流の体積濃度  $c_v$  と最下流の管内流速  $u$  の関係によって表すことにする。なお、これらの関数形、値は排砂管の構造・規模、排砂管外部の堆積土砂の状態によって変わるものであり、実験的に求めざるを得ない。

## (2) 土砂混合水の水利モデルでの扱い

上述した土砂混合水の管路流れの重要な水利特性として、流れの形態の指標となる堆積限界速度及び土砂濃度と管内速度に応じて変化する摩擦係数を 4.3.1 の水利モデルに導入する手順を図 4.18 に示した。第 1 ステップとしてまず清水の管路摩擦係数  $f_w$  を Moody 図表<sup>16)</sup>により求め、清水が流れるとして 1 次元水利モデルにより管路内流速  $u_w(1)$  を算定する。次にこの清水による流速と、後述するあらかじめ模型実験等で求められた排砂管内最下流地点の流速と土砂濃度の関係から、土砂濃度  $c_v(1)$  を得る。土砂混合水の管路摩擦係数  $f(1)$  は、前述の Kazanski j のモデルを用いて式(4.14)で算定する。この土砂混合水の管路摩擦係数  $f(1)$  を用い 1 次元水利モデルにより土砂混合水の管路内流速  $u(1)$  を算定する。なお、ここでは吸砂流による圧力損失や吸砂口の流入係数は清水時のままで土砂濃度による変化は考慮していない。

第 2 ステップとしてこの管路内流速  $u(1)$  を用いて再度、土砂混合水の濃度  $c_v(2)$ 、管路の摩擦係数  $f(2)$ 、さらには管路内流速  $u(2)$  を算定する。これを収束するまで繰り返す。最後に収束した管路内流速を Durand による (4.10) 式値と比べる。

なお、吸入口の流量係数  $C_i$  は見かけ上、排砂管外の堆砂の状態により変化し、パイピングが起きるまでは流量係数  $C_i$  は小さい値 ( $C_i=0.1\sim0.2$ ) をとることになる。堆砂が、貯水池内のようにそれほど細粒でなく、比較的一様な粒径がゆるく堆積した状態である場合や吸砂流速  $v_i$  が砂の限界掃流力から見て吸砂口周辺の砂粒子を移動させるのに十分な大きさであれば、パイピング現象も容易に起きる。パイピング後は流量係数も大きくなり  $C_i=0.8$  に近くなると考えられる。

次に上流端の吸入口による清水の吸入の効果にふれる。上流端を開放し、清水が自由に流入できる状態では、その吸入流速は

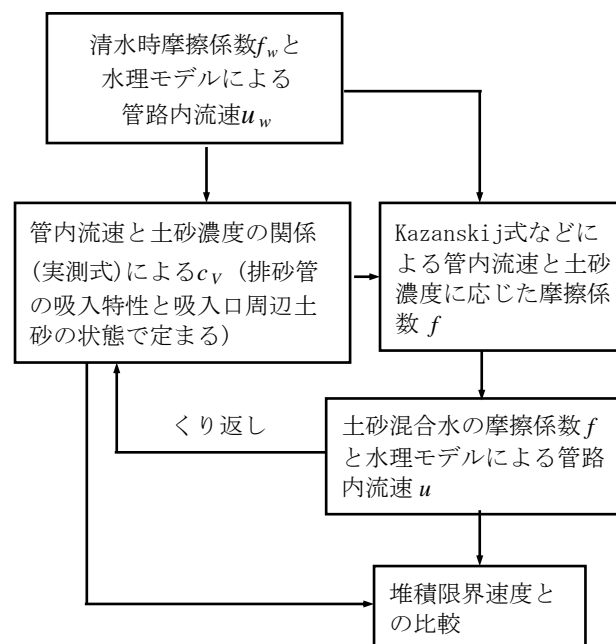


図-4.18 土砂混合水を水利モデルで扱う考え方



最上流端に吸入口があると考え、(4.7)式で表現できる。下流吸入口からの吸入流量に応じて上流端の清水の吸入流量は自己調節するが、上流端からの清水の吸入により管内にベース流れが生じ、管内流速を底上げする(図-4.17 実線)。このため、管内流速が堆積限界速度を上回る区間が伸び、有効管長を上流方向に延長できると考えられる。一方、各吸入口での吸入流速(図中●)は上流端の自由吸引なしのケースに比べて全体にやや小さくなっている。

#### 4.4 広いエリアの土砂を吸引するための技術

##### 4.4.1 吸引口に土砂を移動させる技術

###### (1) 貯水池の堆砂特性を利用する場合

固定式水圧吸引土砂排除システムの場合、吸引口に土砂を移動させる技術の基本は貯水池の堆砂特性を利用する方式である。なかでも貯水池の流動特性により、土砂が移動してきて堆積するエリアで土砂を待ち受けるのが合理的であろう。

まず、沈砂池など堆砂領域として限定されている場合があり、そこには固定式は適用しやすい。

次に貯水池内で土砂が堆積しやすい場所は貯水位の運用結果として土砂が移動してくる場所であり、そこに固定式水圧吸引土砂排除システムを設置すれば吸引口付近に自動的に土砂を移動させることになる。そのような場所としては次の例が考えられる。

- ①貯水池内取水口周辺
- ②地形的条件で堆積しやすい区域もしくは貯砂ダム堆砂区域
- ③貯水池内堆砂デルタ肩の伸長が見られる区域

これらのうち①と②のイメージを図-4.20に示した。

貯水池内堆砂デルタ肩が伸長する区域には貯水池内上流部に沈降・堆積した土砂が貯水位の低下操作により再移動してくることが期待される。

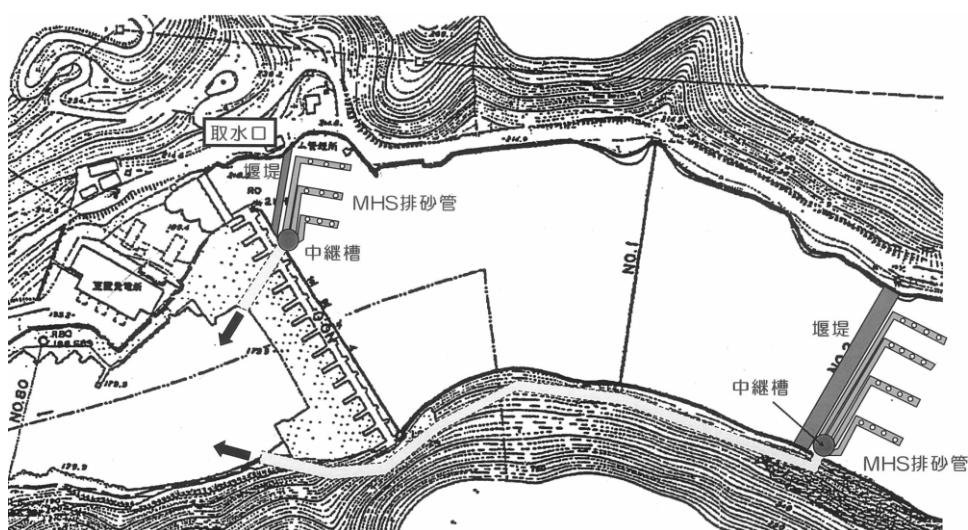


図-4.20 土砂が堆積しやすい場所と MHS 排砂管の適用イメージ (①および②)

美和ダムの事例から見てみる．図-4.21 は美和ダムにおける年間貯水池運用実績である．これによれば年により差はあるものの，平均的には春先と秋と2回，水位を低下させる運用が行われている．図-4.22 には近年の美和ダム最深河床高縦断面図を示す．美和ダムでは1983年の洪水の後には400m<sup>3</sup>/sを超える洪水は生じていない．同図より1985年以降の底部堆積層の標高はあまり高くないのに対し，この間，デルタ肩は着実に延びていることがわかる．

このことと水位低下による再移動の観測結果から貯水池内上流側部分に堆積した微細粒土砂が通常の水位操作により再移動している可能性を窺うことができる<sup>22)</sup>．この貯水位の運用による土砂移動は第3章で述べた河床変動計算により確認することができる．さらには固定式HSRSの吸引口にある程度，堆砂を移動させることが可能な貯水位の運用も不可能ではない．同じく第3章でふれた佐久間ダムの湖内掃砂はこの例であろう．

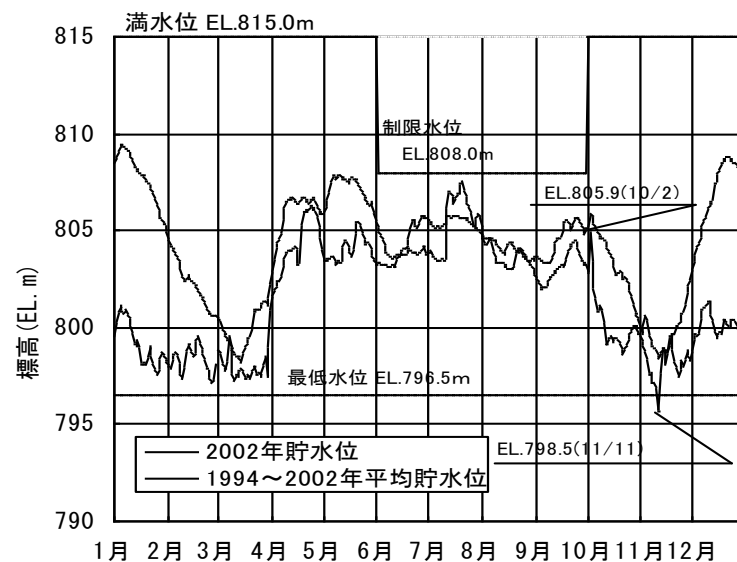


図-4.21 美和ダム年間貯水池運用実績<sup>22)</sup>

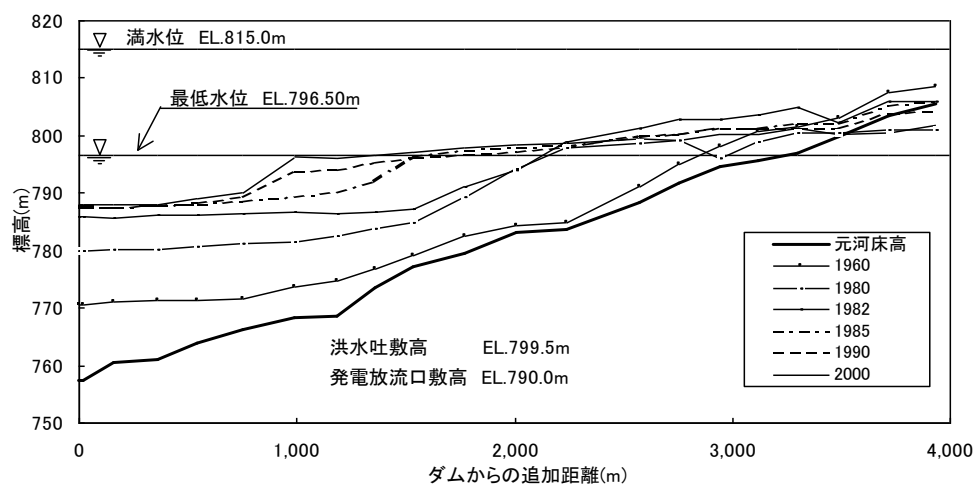


図-4.22 美和ダムにおける貯水池デルタ肩の経年変化<sup>22)</sup>

## (2) 平常時に人工的に堆砂を移動させる場合

機械式浚渫と土砂運搬船による土砂移動は佐久間ダムなどで湖内移動として実施されているが、水圧吸引土砂排除システムと組み合わせるものは未だ実用化されていない。

橋本<sup>7)</sup>は図-4.23のように Hydro-PB スロット管を覆うように平常時の Hydro-JT による掘削土砂を底開き式フローティングタンクにより運搬移動する方式を示している。

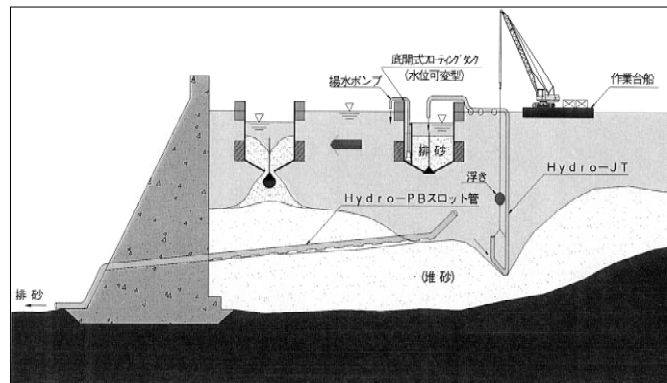


図-4.23 水圧吸引土砂排除システムを用いた2段階方式による排砂の構想<sup>7)</sup>

## 4.4.2 吸引口を移動させる技術

### (1) 洪水時の吸引口の移動

移動式にあっては、作業台船など浮体設備により、吸引口もしくは機械式ポンプを移動している。しかし、これらの浮体設備は洪水時などの操作の安全性などから平常時の操作・運用に限られる。洪水時に浮体設備により吸引口を移動させるのは実質上困難である。

一方、固定式では吸入口の移動にさまざまな工夫がされている。まず、Hydro-Pipe 工法にあっては図4-6からうかがわれるように吸引点は濃度の自己調整により移動するという高度な土砂混合流れの水理学を応用した仕組みをもつものである。

MHS 排砂管については吸入口を移動させる工夫を次の2面から検討している。

#### ① 吸引口の開閉による有効吸入管部の排砂管にそった移動

MHS 排砂管では上流に向かって吸砂口が増えるに従い管内流速が減少し、有効管長が定まると見られる。このため土砂吸入可能領域を移動するには、吸砂口の開閉制御をすれば良い。図-4.24は4口ずつの開閉制御による吸入範囲の移動と水理モデルによる管内流速の計算結果である。Phase-1では有効管長である4口までが管内流速が堆積限界流速より大きくなる範囲であり、5口目より上流側では堆積限界流速より小さくなる。Phase-2では下流側の4つの吸砂口を閉じ第5～8口を開くことにより5口目より上流側の管内流速を高め、5～8口の範囲でもPhase-1の1～4口に相当する管内流速を得ることができる。

#### ② 中継槽とバルブ操作による吸引部の面的な移動

図-4.20に示したように、同一水平面内に複数のMHS 排砂管が配置されると、バルブ操作により排砂運用する管を切り替えることにより、時間はずれるが同じ流量で複数排砂管の排砂領域を次々にカバーすることが可能である。

### (2) 平常時に吸引口を移動させておき、洪水時にはその位置において吸引する技術

半固定式は、平常時に排砂設備を堆砂が進行しているゾーンに移動させ、洪水時には固定して排砂・運用しようとするものである。シートの移動・設置方法など、今後の研究開発・実用化が望まれる。

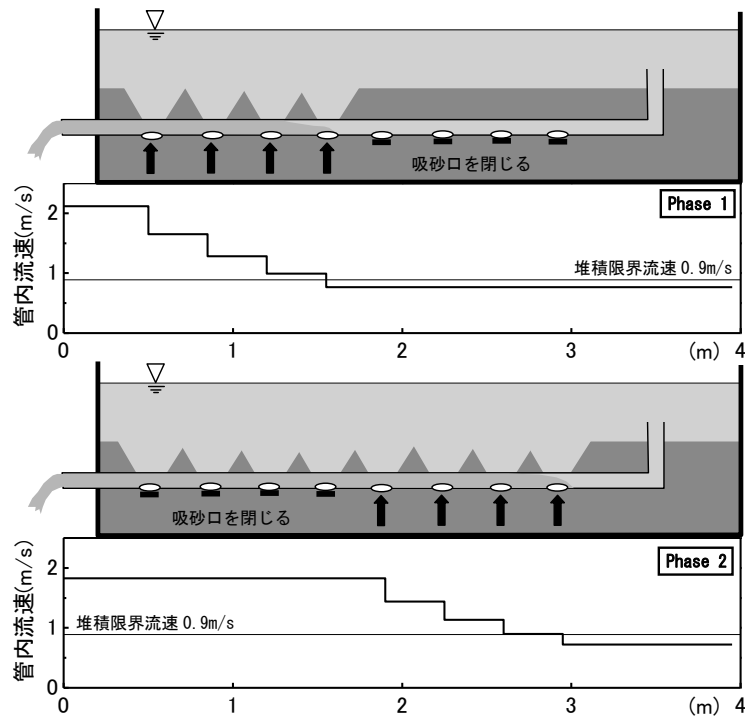


図-4.24 開閉制御による吸入範囲拡大と水理モデルによる計算結果

## 4.5 排砂模型実験によるマルチホールサクション排砂管の吸引・流送特性の確認

### 4.5.1 吸引・流送実験設備の概要と実験結果

#### (1) 実験設備の概要

MHS 排砂管による土砂吸入状況を把握・確認するために模型実験を行った。模型縮尺は 1/20 とし、高さ 0.7m×幅 1.0m×長さ 8.5m の実験水槽中に貯水池内に設置された排砂管を模擬した。排砂管には管内径 52mm の塩化ビニルパイプを使用した。また、管内の流砂形態を観察できるように一部は透明なアクリル管を用いている。吸砂口径は断面積が概ね排砂管断面積の 1/5 になるように 23mm とし、吸砂口ピッチは道上ら<sup>10)</sup>を参考に開口比が 1:15 程度となるよう 350mm とした。上流端の注水口では流入量を制御するために吸水管の径を変えられるようにした。下流側はバルブ、管内圧力計、γ線密度計、流量計を設置し、気中開放とした。また、開放口の位置を上下させて水位差条件を変化させた。貯水池内の水位は変化しないように水槽上流側に越流部を設けた(図-4.25)。

実験に用いた土砂は砂質土には入手しやすい最小粒径砂として 8 号珪砂を、シルト質土としては美和ダムの堆積土砂を用いた。その土質及び堆砂性状を表-4.3、表-4.4 および図-4.27 に示した。実験では水中に敷き均していく程度で特別の締め固めはしていない。実験では図-4.26 に示すように吐出口付近や吸入口の前後の合計 6 箇所に圧力計を、吐出口に流量計と密度計を、注水口に流速計をそれぞれ設置した。また、光電式砂面計も設置し、土砂の吸引によって変化する砂面の時間変化を観察した。これらの実験条件は岡野ら<sup>3)</sup>に紹介されている。

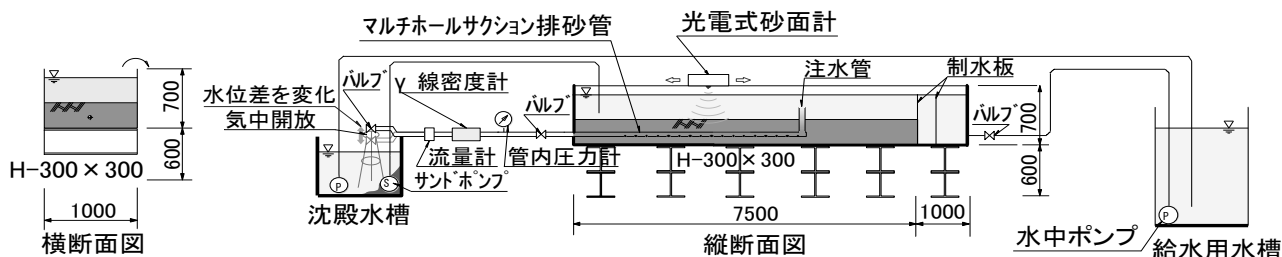


図-4.25 排砂実験の全体概要

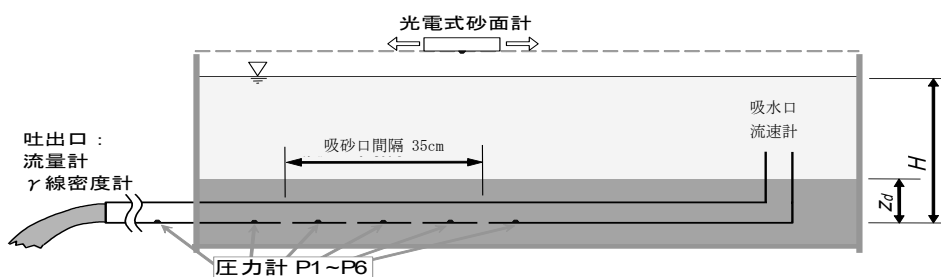


図-4.26 土砂吸入実験における排砂管部分の概要

表-4.3 実験に用いた8号硅砂の土質性状

密度 ( $\rho_s$ ) ( $\text{g/cm}^3$ )	2.64
50%粒径 ( $d_{50}$ ) (mm)	0.069
最大間隙比	1.27
最小間隙比	0.68
透水係数 ( $\text{cm/s}$ )	$1.12 \times 10^{-3}$

表-4.4 実験に用いた美和ダム堆砂の土質性状

密度 ( $\rho_s$ ) ( $\text{g/cm}^3$ )	2.76
50%粒径 ( $d_{50}$ ) (mm)	0.011
含水比 (%)	68
液性限界 $W_L$ (%)	40.7
塑性限界 $W_P$ (%)	32.3
塑性指数 $I_P$	8.4

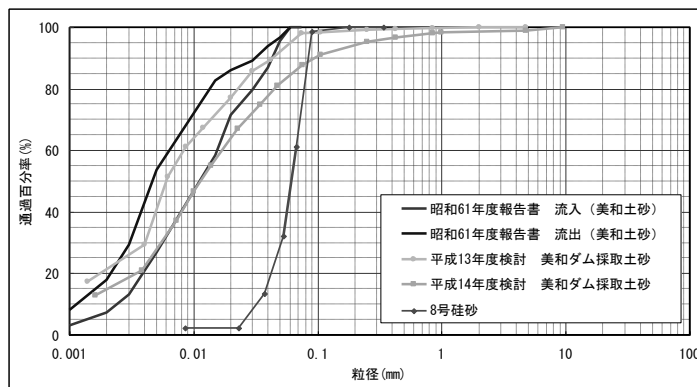


図-4.27 実験に用いた土砂の粒径分布

## (2) 吸入・流下の概況

目視観察による吸入・流下状況は次の通りである<sup>3),4)</sup>。  
下流側バルブを開放した直後は、気中開放口や透明管の部分からは摺動状態と見られる流れも見られる。吸引口から堆積土砂表面へのほぼ鉛直の水みちとなる縦孔が一筋できると排出流量は増加し、この吸入流量に土砂は次々に巻き込まれ排出される。

図-4.28 は排砂管断面方向で見た吸入形状（すり鉢状）の時間経過を示した。排砂終了後のホール周辺の形状はほぼ水中安息角約 30 度のすり鉢状窪地となった。これに対しシルト質土では含水比が高く流動性が高い場合は吸入された結果、排砂管吸入口周辺が広い範囲で沈下する。これらの関係を表-4.5 にまとめた。

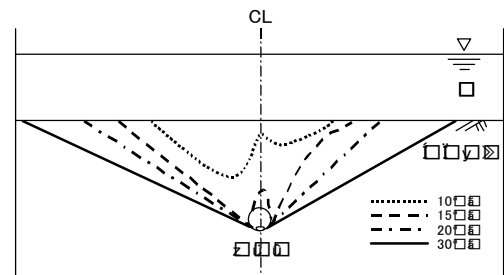


図-4.28 堆砂の吸入時間と吸入形状

表-4.5 土質性状による吸入口 1 口の吸入特性の違い

対象土砂	砂質土 (8号硅砂)	シルト質土 (美和ダム堆積土砂)
吸入形状	すり鉢状が形成される。 (水中安息角は 30 度程度)	含水比が高ければ排砂管周辺全体が沈下する。(水中安息角小)
吸入特性	土砂の性状(土厚、締固め状態)により排砂に要する時間は変わるが管内流速が堆積限界流速以上であれば排砂は可能。	含水比が高いと高濃度となる。 含水比が低くなると粘着力が大きくなり、吸入排砂ができなくなる。 この土砂では含水比 53%以上で排砂可能であった。

また、砂質土砂の吸入は、吸砂口が複数ある場合には下流から始まり徐々に上流に移動していく例が多い。図-4.29 は吸砂口 2 口で 8 号硅砂の吸入状況の経過を写真で示したものである。吸入初期は、吸砂流は少ない。管内閉塞回避のためには排砂管上流端からの注水の有効性が確認されている<sup>3)</sup>。

これに対し、高含水比のシルト質土の場合は図-4.30 に示すように排砂管周辺が全体的に沈下するように排砂される。下流側バルブ開放とともに吸入口より一挙に吸入した高土砂濃度水の大きな流動抵抗により管内流速が低下することに注意する必要がある。

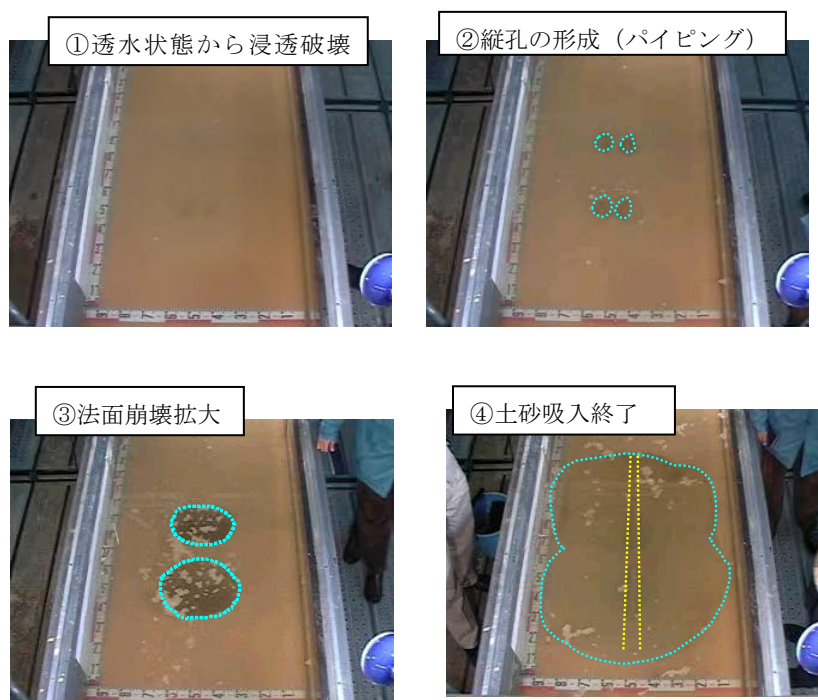


図-4.29 砂質土吸入の進行状態（吸入口2口，8号硅砂）

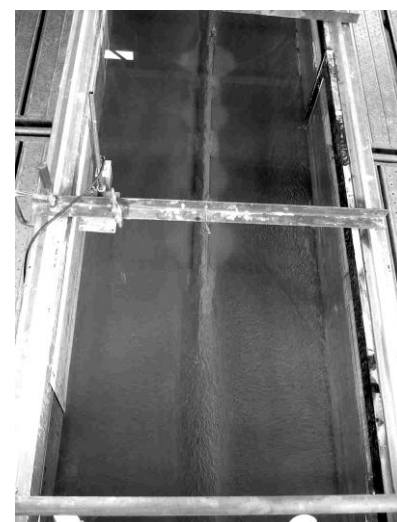


図-4.30 シルト質土吸入の進行状態  
(美和ダム堆積土，含水比68%)

### (3) MHS 排砂管による管内流速と排出濃度

これまで行ってきた管径52mm，水位差400mmおよび600mm，土厚250mmおよび350mm，吸砂口数を1口から12口までの実験結果をあわせて管内流速と排出濃度の関係を整理した。

図-4.31 および図-4.32 は吐出口付近に設置した $\gamma$ 線密度計によって計測された管内土砂体積濃度の時間変化を吸入開始，ピーク濃度，吸入終了の3時点で三角形分布に近似して示したものである。ただし，図中の吸入開始時間は吐出口付近の土砂濃度が高くなり始めた時点とした。

図-4.31 からはゆるい砂質土砂が堆積する場合，吸砂口数が多い程最下流のピーク管内土砂濃度は高くなり，吸引に要する時間も長くなる傾向が見られる。一方，シルト質土の場合，図-4.32 に示すように含水比60%の時には，最下流のピーク管内土砂濃度は約7%と，含水比55%の場合のその約2%に比べかなり高くなった。

図-4.33 および図-4.34 は管内流速（排出期間中ほぼ一定）と排出体積濃度（総排砂量と総流量から間隙比を用いて算出した平均的な値）との関係を整理したものである。この結果からは MHS 排砂管の今回の実験条件における排出能力としては，ゆるい8号硅砂の場合，管内流速0.8～1.2(m/s)で体積濃度は1～2.5%程度であった。なお，この結果は $i/i_w=1.02\sim1.05$ で(4.12)式及び(4.13)式より算出した管内流の体積濃度 $c_v$ と流速 $u$ に近いものであった。

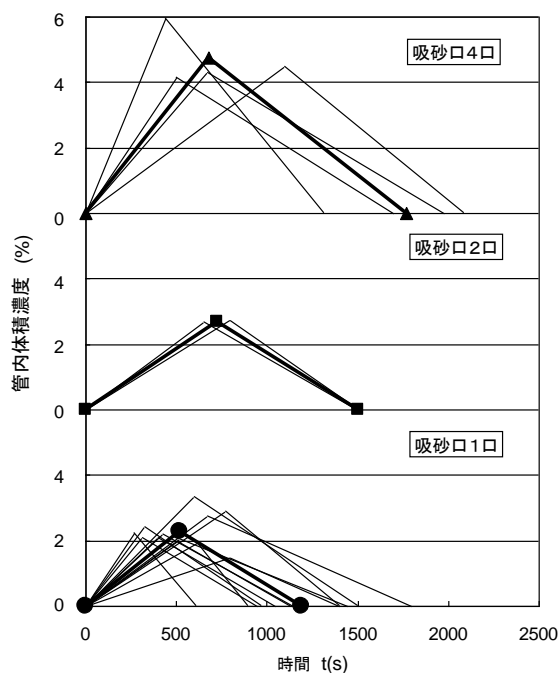


図-4.31 8号硅砂の排出濃度  
(体積濃度)の時間変化

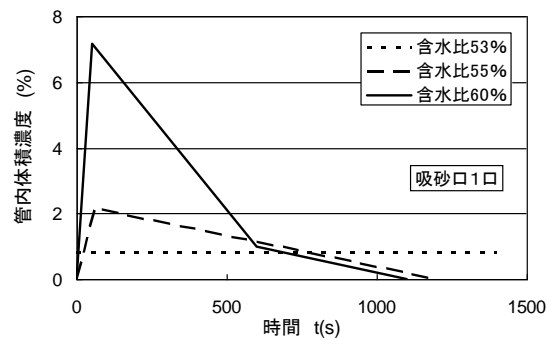


図-4.32 美和ダム堆積土砂の排  
出濃度（体積濃度）の時間変化

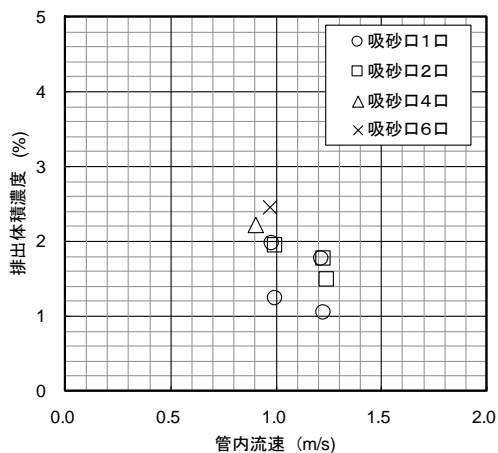


図-4.33 8号硅砂の管内流速と排出体積濃度

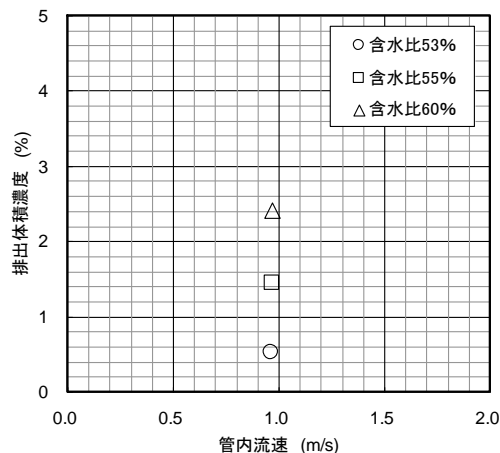


図-4.34 美和ダム堆積土砂の管内流速と排出体積濃度

## 4.5.2 実験における排砂過程と水理モデルによる説明

### (1) 吸砂口4口のケース

#### a) 実験における排砂過程

図-4.35(a)に示した吸砂口①～④の4口のMHS排砂管による土砂吸入実験(水位差：600mm，土厚：250mm)を例に考察する．同図に，(b)吐出口および吸水口における管内断面平均流速，(c)圧力計P1～P6で計測された管内圧力水頭，(d)吐出口での土砂体積濃度，(e)P1～P2間における管内摩擦係数の時系列変化を実線または破線で示す．また，図中のシンボルは後述の計算結果である．なお，摩擦係数は，吐出口での管内流速とP2～P1間の圧力損失の実測値から換算している．実験における排砂過程は次のとおりであった．



①実験開始後  $t$ =約 300 秒までは上流端からの吸水流速は吐出流速の約 80%を占めるが、排砂の進行とともにその割合は減っていく(図-4.35(b)).

②実験開始後  $t$ =約 300 秒で、下流側から第 3 番目の吸砂口付近に水みちが形成された。この現象は吸水口での管内流速や圧力計の実測値からも読み取ることができる。たとえば、第 3 吸砂口からの吸入量が増加することで上流端吸水流速は  $t$ =300 秒前後を境に急激に減少している(図-4.35(b)). 吸砂流速の増加によって吸入圧力損失量も増加するので、第 3 吸砂口前後の圧力計、P4 と P5 の圧力差は  $t$  =300 秒付近で急激に増大した(図-4.35(c)).

③同様にして、 $t$  =400 秒、450 秒、700 秒付近ではそれぞれ下流側から第 4、第 2、第 1 吸砂口において順に土砂吸入が進行し、水みちが形成された。吸入流速は下流の吸砂口ほど大きく、上流の吸砂口ほど小さくなるので、吸砂口の水みち形成は第 1 吸砂口から順に上流側に移行する例が多いが、本実験では第 3→第 4→第 2→第 1 吸砂口の順であった。これには、吸砂口周辺における土砂の堆積状態などが影響していると考えられる。

④出口における管内の土砂体積濃度は  $t$  =600~900 秒付近で最大値を記録し約 5%となった。

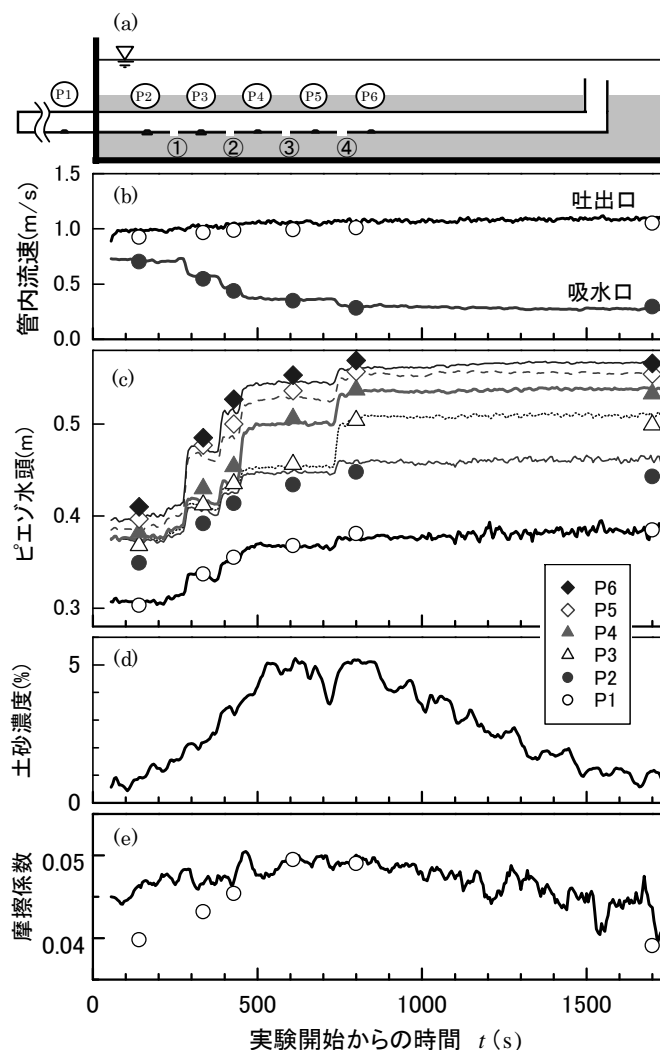


図-4.35 吸砂口 4 口のケースにおける管内流速(b), ピエゾ水頭(c), 吐出口土砂濃度(d), およびP1~P2間摩擦係数(e)の各時間変化

## b) 水理モデルによる説明

a) に示した経時的な断面平均流速，圧力水頭の変化を 6 段階に分けて，水理モデルによる定常解析結果を図-4. 35 (b), (c), (e) の中に○，●などの記号により示した．この時，管内流速と管内土砂濃度の実測値から Kazanskij の (4. 14) 式により，土砂混合流の管内摩擦係数  $f$  (全管一定) を求め，吸砂口の流量係数  $C_i$  を水みちができる前を 0. 15，水みちができた後を 0. 8 とすることにより実験結果を統一的に説明できた．なお，本実験では，吸水口から排砂管部への曲がり部分と吐出口近くの曲がり管部における損失を  $f_b$  として実験値から算定し考慮した．

表-4. 4 は図-4. 35 に示した解析結果を導いた管内摩擦係数  $f$  と吸砂口の流量係数  $C_i$  の一覧である．なおこの実験条件で Durand 式 (4. 10) により，管内土砂濃度 5% 値を読み取ると， $u_c=0. 9\text{m/s}$  と算出される．解析値は管内圧力水頭を含め比較的良好に実験結果を説明しているといえよう．なお本実験での清水条件における摩擦係数は 0. 035 程度であり，流速 1. 0m/s 及び土砂濃度 5% 程度であれば摩擦係数が土砂混合によって約 40% 増加することがわかった．

表-4. 4 吸砂口 4 口の実験のモデルによる解析  
(代表 4 段階)

経過時間 $t(\text{s})$	土砂濃度 (%)	摩擦係数 $f$	吸砂口の流入係数				各吸砂口の 吸入状態
			1	2	3	4	
150	1	0.040	0.15	0.15	0.15	0.15	全吸砂口とも水みち ができていない
350	2	0.043	0.15	0.15	0.8	0.15	第3吸砂口に水みち
800	5	0.049	0.8	0.8	0.8	0.8	全吸砂口に水みち
1700	1	0.039	0.8	0.8	0.8	0.8	全吸砂口に水みち

## (2) 有効管部の移動による排砂域の拡大

これまでの検討より，今回の実験条件における有効管長は吸砂口 4 口相当と見られる．ここでは吸砂口を開閉し排砂管有効管部を移動させ，有効管長毎の吸入を繰り返し進めて排砂域を拡大する実験を行い，吸引が可能であることを確認した．

土砂吸引実験では，図-4. 25 と同様の計測器配置で吸砂口を 12 口とし，土砂の吸引状況を見ながら吸砂口を下流側から 4 口ずつ開閉した場合の管内流速や圧力水頭を計測した．図-4. 36 の最下段に 12 口の排砂管とその吸砂口の開閉の状態を示した．また，同図中の (a)，(b) 及び (c) はこの土砂吸入実験における，吐出口での管内流速，圧力水頭，吐出口での土砂体積濃度の時間変化を示したものである．

最初に最下流側の 4 口のみを開放した (Phase-1)．吸引完了後 5 口目を開放しても吸引は進まない．次に 5～8 口の 4 口のみを開放し吸引を完了させた (Phase-2)．更に 9～12 口のみを開放し，9～11 口の吸引ができたが 12 口目付近は吸引できなかった (Phase-3)．

本実験では，各 Phase における管内流速は 1. 0m/s 前後であったが，第 2 から第 3 段階へ進み，

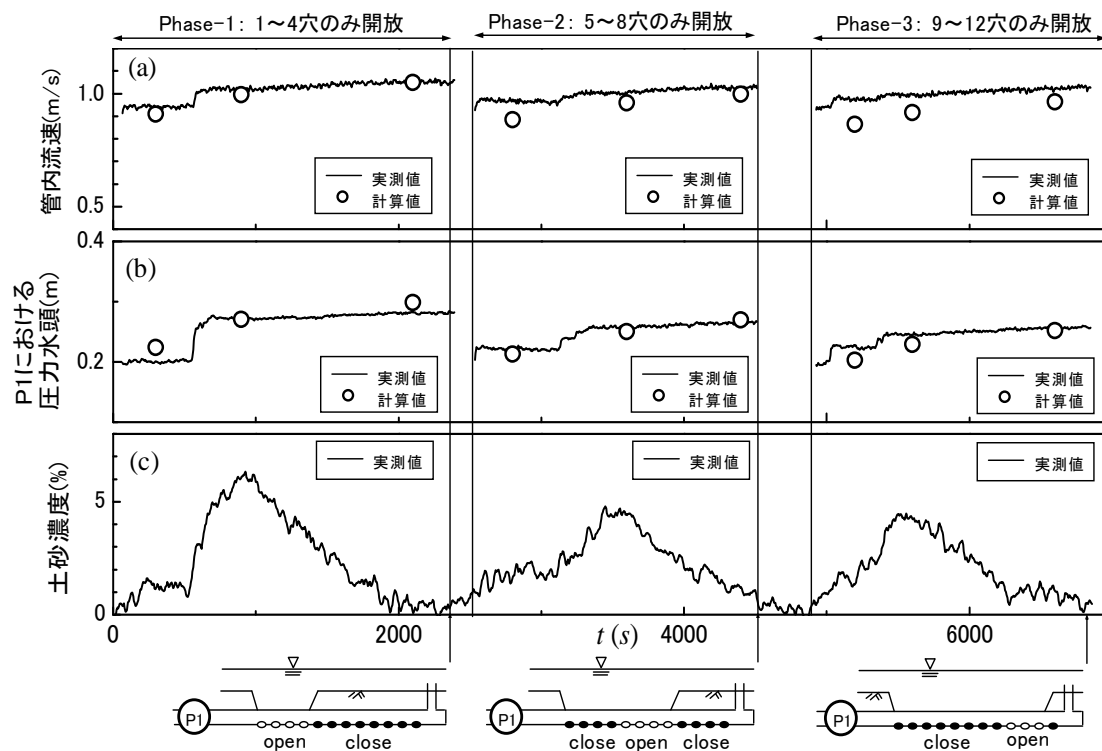


図-4.36 有効管長の線的拡大実験における管内流速，圧力水頭(圧力計 P1)，土砂濃度の時間変化

上流側に吸引範囲が広がると流速が少しずつ小さくなる。これは吸引部分が上流に移動すると排出側からの累積管長が長くなり，摩擦損失による水頭ロスが大きくなるためであろう。吐出口付近に設置した圧力計 P1 における圧力水頭は段階が進むにつれて小さくなる傾向が見られた。これは実験中の全水頭(0.6m)が一定であったことから，P1 より上流側での管内摩擦損失は逆に吸入部の移動とともに大きくなったことを意味する。

また管内土砂濃度は，段階が進むにつれてそのピーク値がやや減少する傾向が見られた。

水理モデルによる解析(図中○)では，4口1セットの吸砂口を下流側から開放したそれぞれの状態(Phase-1, 2, 3)を対象として実測濃度より(4.14)式をもとに管内摩擦係数を算出して，吐出口管内流速およびP1における管内圧力を算定した。

さらにそれぞれのPhaseを，(a)土砂吸入初期( $C_i=0.15$ )，(b)土砂吸入が進行し4口全てで水みちが形成され，管内土砂濃度がピークに達した場合( $C_i=0.8$ )，(c)吸入した土砂の流送が終了して管内土砂濃度がゼロに近づいた場合( $C_i=0.8$ )，の3段階で定常状態として解析した。

水理モデルではPhaseの進行に伴い，管内流速を若干小さく表現するものの，実験で観察された諸現象をほぼ説明できた。

## 4.6 マルチホールサクション排砂管設計についての考察

### 4.6.1 設計の条件

#### (1) MHS 排砂管の設置場所と土砂集積条件

水圧吸引土砂排除システムは水位を下げずに排砂することが求められる場合や機械力等により

搬出・処分が困難な山間地の貯水池などの場合に適用性は高い。

本システムの集砂機能（表-4.1）としては，移動式は堆砂した土砂を求めて吸引点を移動させるのに対し，固定式は土砂が流れてくるのを待ち受ける方式である。堆砂領域が限定している沈砂池の場合を除き，MHS 排砂管は貯水池堆砂デルタ肩など堆砂が進行しやすい場所にほぼ水中安息角の法面勾配をもつトレンチを掘って据付けると想定する。

トレンチへはその上流に堆積した土砂が毎年の洪水及び貯水池運用に伴う貯水位変動により再移動してくることを期待するが，それらのうちトレンチに捕捉される量及びトレンチ内の MHS 排砂管を覆って堆積する量などはその機構を明らかにしないと設定できない。

当面，計算上では，排砂部分は図-4.37 に示すように円錐状としたり，または便宜上それらが連なった3角柱として扱う。また，それらは年数回の洪水時の各排砂時期までに満杯になっているなどの概略的な条件のもとに概算する。

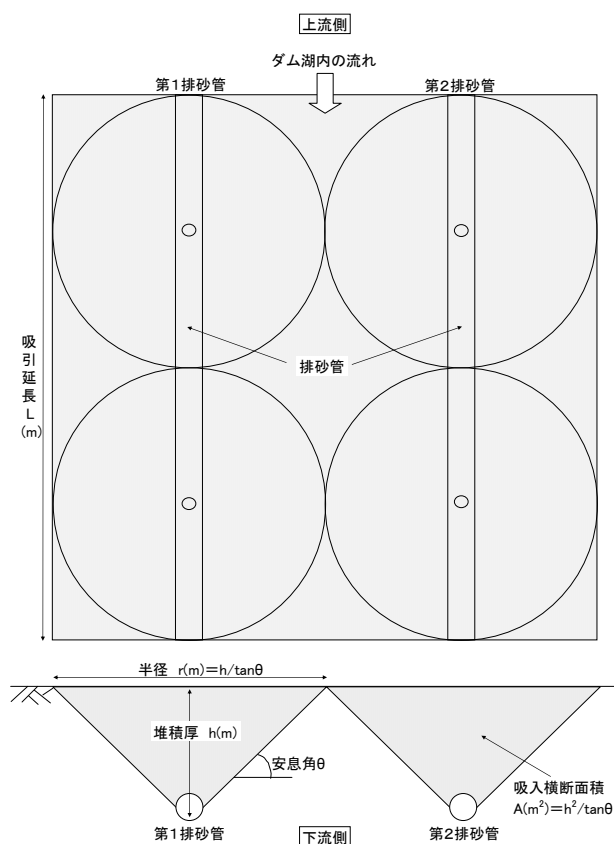


図-4.37 MHS 排砂管の排砂域の設定

## (2) 土砂吸入から排出点までの水理条件

まず，貯水池の水理条件として，対象となる貯水位と排砂放流地点との水位差，排砂流送距離が，洪水の生起と貯水池運用の面からは排砂可能時間と使用可能流量が与えられる。また，堆積土砂の粒径分布，固結度なども付与の条件である。

比較的規模の大きいダムに MHS 排砂管を適用する場合には，流送部の設計にも注意を要する。流送部延長が長いと，この部分での損失水頭が大きく，全水頭差の大部分を流送部で消費する。

土砂吸入機能を確保する方策としては，中継槽によって吸入部と中継槽下流流送部を分離させる方法が考えられる。たとえば，排砂管から中継槽に気中放流させ，中継槽下流流送部については，中継槽内で想定される水位とダム下流土砂排出地点までの高低差と流送距離から想定される土砂を流送できるだけの流速が得られるような開水路を設計するなどである（図-4.39）。

## 4.6.2 水理モデルによる解析に基づく設計の考え方<sup>4)</sup>

図-4.38 に本排砂管の設計フローの概略を示す。

まず，排砂管の諸元（管径，吸入口径とピッチなど）を仮定し，付与の条件に基づき，上流端を開放した注水口をもつ水理モデルにより管内流速を推定する。具体的な手順としては図-4.18 の考え方による。まず，ここに紹介した水理モデル及び清水室内模型実験から得られた吸入圧損

係数を用い、付与の条件と管路の抵抗則<sup>16)</sup>より得られる清水の摩擦損失係数や曲がりなど管の形状による損失係数から清水時の管内流速分布を算出する。現地スケールに近い形で清水実験により各種摩擦損失及び管路内流速を測定し、解析値の適合度を確認しておく。

次にその管内流速と図-4.31～図-4.35などの模型実験結果から平均濃度、ピーク濃度を得て、Kazanski j 式による土砂濃度に応じた摩擦損失係数を得る。これらの値と付与の条件から水理モデルにより土砂混合水としての管内流速を算定する。有効管長を決定する際の目安としての堆積限界流速は、Durand の(4.10)式から求める。

ここに紹介した水理模型実験は現地スケールの約 20 分の 1 の大きさ

であり、粘性による影響が相対的に大きいことが考えられるため、実験より得たこれらの摩擦損失係数等は現地スケールでの値に比べ大きくなっている可能性がある。従って、現地の状況や現地スケールに近い実験等を行なって、これらの値を検討・設定することが望ましい。

単一管の有効管長が推定できれば、設計排砂量、運転可能時間、排出土砂濃度などから目標とする設計排砂量に対し必要な管長を求め、単一管では管長が不足する場合は、吸入口の開閉による吸入範囲の線的拡大、あるいは複数の排砂管を面的に配置しバルブにより制御する面的拡大などを検討する。

概略設計事例を図-4.39、表 4.5 に示す。付与の条件のもと、内径 0.45m で、吸砂口 4 口の単位吸引部(延長 12m)を 3 連有する 36m の排砂管を 12 管並列に設置し、3 つの排砂管を同時運用する場合を想定した。堆積土厚 4m、安息角 30° の条件で各单位吸引部上に吸引可能な土砂が各洪水ごとに 330m<sup>3</sup> あるとすれば、年 3 回の洪水で年間目標量 35,000m<sup>3</sup>/年を排砂することが可能となる。なお管内の相対粗度は  $k_s/D=0.0005$  (Manning の粗度係数で  $n=0.01$  に相当) とし、見かけの吐出土砂濃度を 5.8%(体積濃度で 2.5%に相当)として計算した。このときの吐出流速は 6.2m/s となり清水時および土砂混合時の平均摩擦係数はそれぞれ 0.0169 および 0.0173 であった。

中継槽下流における開水路の設計では、管径 1.3m の円断面管路に対して計画流量 3.5m<sup>3</sup>/s を開水路条件で流送できる水路勾配条件を推算し、水路の相当粗度は対象とする流送土砂の中央粒径

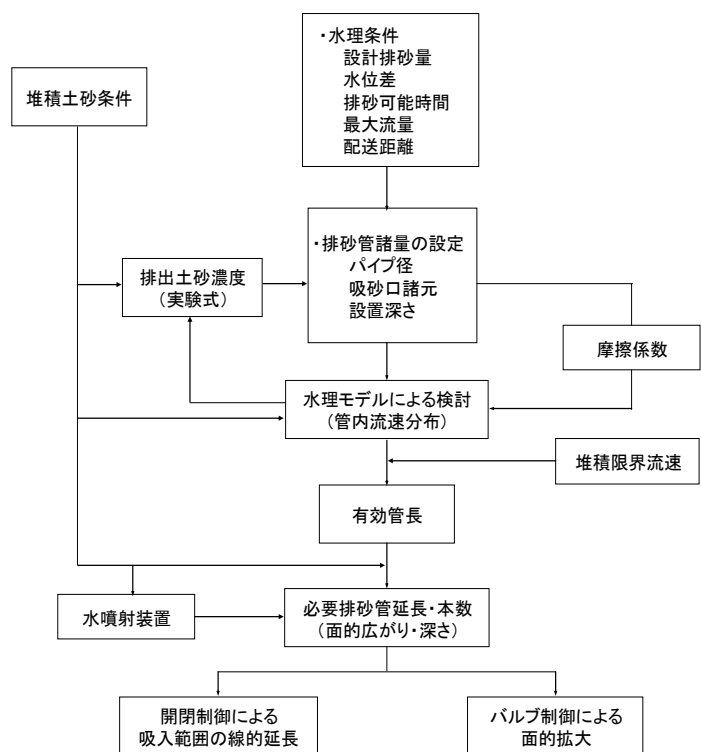


図-4.38 MHS 排砂管の設計フロー概要

表 4.5 概略設計事例（単位吸引部 12m×3 連×12 本の場合）

項目	概要	
排砂管設置位置	ダム下流放流先からの距離	約1.7 km
	総利用可能水頭差	51.1 m
利用可能水量	最大流量	6.0 m <sup>3</sup> /s
	流送時間(3洪水)	年間約70時間 (=23時間×3)
目標排砂量	年間35,000 m <sup>3</sup> (堆砂量ベース)	
1系統排砂管部 (中継槽に気中放流)	内径	0.45 m
	吸砂口径	0.20 m
	吸砂口数	4
	吸砂口ピッチ	3.0 m
	土砂吸引部延長	12 m
	上流端・吸水口管路	5.0 m
	中継槽までの管路	100 + 12×3吸引部 + 5 = 141 m
	排砂管水頭差	17.4 m 以上
	吐出流量*	1.0 m <sup>3</sup> /s
	吐出土砂量	3.0×5.8% = 0.174 m <sup>3</sup> /s
中継槽下流流送管 (円断面開水路)	内径	1.3 m
	延長	1700 m
	計画流量	3.5 m <sup>3</sup> /s
	必要水頭差** (水路勾配)	約 8 m 以上 (約1/200)
排砂量	土砂堆積厚さ	4 m
	水中安息角	30°
	1系統当りの排砂量	約 330 m <sup>3</sup> ×3吸引部 = 990 m <sup>3</sup>
	平均土砂濃度	5.8 % (みかけ濃度、体積濃度 2.5 %)
12系統 3系統同時運用 吸引部合計432m	吐出流量	1.0×3=3.0 m <sup>3</sup> /s
	吐出土砂量	3.0×5.8% = 0.174 m <sup>3</sup> /s
	3系統の排砂時間	990 m <sup>3</sup> ×3系統 / 0.174 = 4.74 hr
	1洪水当りの運用可能ヶ所数	23 hr / 4.74 hr ≒ 4ヶ所
	1洪水当りの排砂量	990 m <sup>3</sup> × 3系統 × 4ヶ所 = 11,880 m <sup>3</sup>
	年間排砂量	11,880×3 = 35,640 m <sup>3</sup>

(注) \* 水理モデルによる計算値, \*\*計画流量で円管路(φ=1.3m)が開水路となる条件で設定

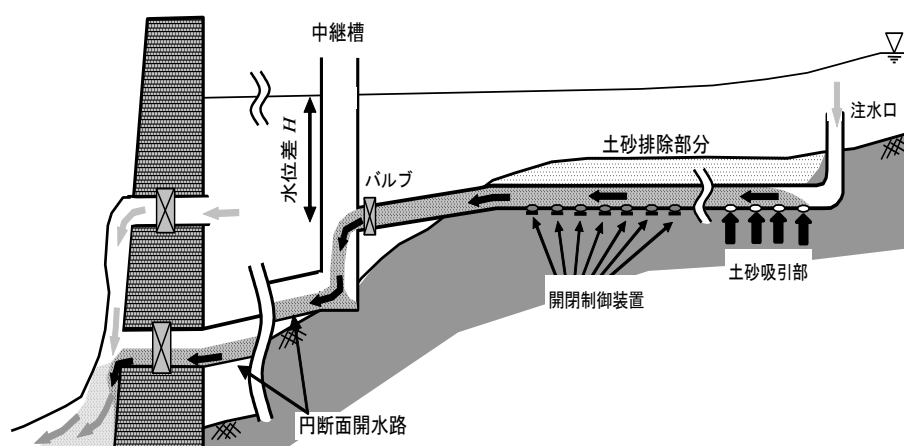


図-4.39 MHS 排砂管を使用した設計イメージの一例

d=0.05(mm) で与えた。また計画流量および土砂排出量に対して、開水路内の流速が堆積限界速度を上回り、土砂による水路の閉塞が起こらないことを確認した。最後に、この水路勾配が排砂管部に必要な水頭差やダムの高低差、開水路の流送距離と比べて妥当な値であることを確かめた。

#### 4.7.1 排砂システム各機能の分析と高度化

4.4.1 で吸砂口に土砂を移動させる技術として貯水池運用による移動をあげた。貯水池内前部・堆積層付近（デルタ肩付近）には貯水池内上流部に沈降・堆積した土砂が貯水位の低下運用により再移動してくることが期待され、そのように再移動してくる土砂は湖底に掘られたトレンチで捕捉されるとした。以上のような作業仮説を事前に評価するため、デルタ肩付近の形状の変化をウォッシュロードまでを含め適切に推測する解析技術の開発が課題となる。具体的には沈降を鉛直次元モデルにより表現し、沈降した土砂の水位低下にともなう流動を一次元河床変動計算で追跡などのシミュレーション技術の実用化を進める必要がある。

固定式の吸引口の移動については 4.4.2 でふれたが，MHS 排砂管では吸砂部の排砂管に沿う移動に関しては吸砂口の開閉装置の開発が重要でかつ困難な課題である．水中で，しかも堆積する土砂の中で安定して機能する開閉装置の開発が待たれる．一方，吸砂部の面的な移動に関しては，運用中の排砂管から中継槽内へ土砂が気中放流されるのであれば，その制御バルブは空気中で操作できる．

トレンチに捕捉された堆積土砂は 4.3.3 でふれたように土質によっては時間の経過とともに圧密が進行したり、固結したりなどして、吸引開始からパイピングまでに時間を要したり、水中安息角が大きくなり、排出効率が低下することもある。そのような堆積土砂は固定式排砂管の適用には適さない。原則的には比較的粒径分布が様な砂質土が適用対象になる。これらの土砂を堆積後、年月を置かず排砂することも原則の1つである。

しかし、堆積土砂の比較的粒径分布が様な砂質土であっても図-4.40 に示すように、各吸砂口にはそこから堆積層を通して貯水池水面に浮かせたブイに索をつなげた堆砂をゆるめる設備を付加するなどによりスムーズな吸引が可能となろう。なお、各吸砂口に付加する水噴射などの補助装置を図-4.40 に示した。

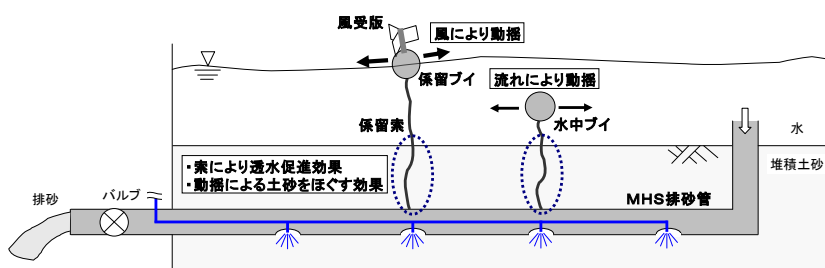
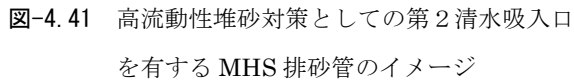


図-4.40 係留ブイによる堆砂のパイピング助長

MHS 排砂管では、図-4.32 で示されるように含水比 60%の美和ダム堆積土砂を用いた吸砂口 1 口の実験において、最大排出濃度は 7.5%に達していた。このように流動性の高い土砂は、砂が吸砂口から吸引される水の流れに掃流状に流されて吸引されるのではなく、高流動性土砂がそのまま吸引されるため高濃度になりやすいと考えられる。

これに対処するためには図-4.41に示すようにMHS排砂管の特性を活用し第2の吸水口を最下流



その希釈の考え方は(4.18)式～(4.20)式で示される。これは、ほぼ堆積状態の濃度で吸砂口から吸入される高濃度土砂流を、複数の吸水口から吸入される清水で、どの程度希釈すれば管路内で堆積することなく流送させられるかという問題になる。

### (1) 排砂運用システムの確立

スイスやフランスのダム及びわが国の黒部川出し平ダムと宇奈月ダムでは、貯水容量の維持を目的にした堆積土砂の排出が、これまで周期的に行われている。その際、排砂が行われる諸条件が、排砂時期や頻度については水生生物のライフサイクルの観点から、流砂量や水質については浮遊土砂濃度の増加と容存酸素量の低下による影響等を考慮し設定されている（表-4.6）<sup>23）</sup>。

本システムも、排出する堆砂の底質を確認しつつ、溶存酸素濃度など水質モニタリングのもとで、一定の水質管理基準で運用していくことになる。この一連の観測・制御システムの概要を図-4.42 に示す。これは、排砂管の運用に必要な観測データを得るとともに、ダム本体の制御システムからゲート放流量等に関するデータを得て、排砂管を制御するシステムである。

基本的な観測ステーションの構成は図-4.42 に示すように貯水池流入部と洪水及び利水放流部に加え、複数の排砂管部及び流送部並びにダム下流河川地点が必要である。基本観測項目はこれまでの経験から流量、SS 濃度（必要に応じてその粒度構成）、溶存酸素濃度、水温が考えられる。

この他、排砂対象となる貯水池内の堆積土砂の底質をあらかじめ把握することも課題となる。



表-4.6 主なダムにおける排砂管理基準等<sup>23)</sup>

ダム名	排砂時期	ダム下流の平均SS濃度	その他の条件	関連対策
ジェンジア(フランス) ベルボア(スイス・ジュネーブ州)	5月末～6月上旬	最大25g/l15g/lを 長時間越えない	上流レマン湖から 550m <sup>3</sup> /s放流	支川への魚類の 逃場を設ける
パラニエードラ (スイス・ティティノ州)	5月	最大:10g/l, 24hr:5g/l, 48hr:2.5g/l, 48hr以 上:1.25g/l		
レンベン (スイス・シュビッツ州)	7月1日から9月30日ま での1日(20時間)のみ	2002年まで最大20g/l 2003年以降最大10g/l	約20m <sup>3</sup> /sの清浄水放流	下流の漁業者に 放流数時間前に連絡
宇奈月・出し平 (日本・黒部川)	洪水時	総合的に見て 異常であれば中止	ダム直下でDO4mg/l以下 が10分以上続く場合中止 400m <sup>3</sup> /s以上の洪水の後 期に排砂	・支川への魚類の 逃場を設ける ・後期清浄水の放流

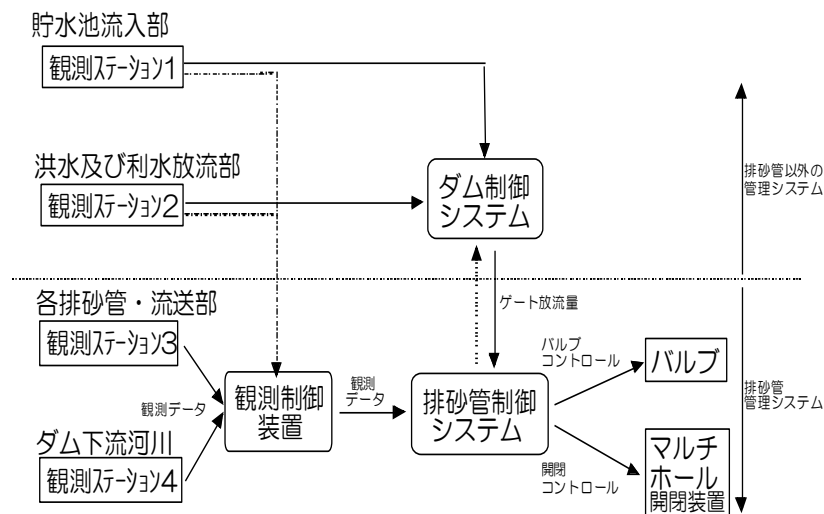


図-4.42 MHS 排砂管を例にした水圧吸引土砂排除システムにおける  
観測・制御システム概要図

### (3) 下流河川・海岸域の環境モニタリングと改善効果

排砂に伴う下流河川環境への影響には洪水とともに流下する土砂が流下時にもたらす濁りや溶存酸素濃度など水質の変化とそれが即時的に生物群集におよぼす影響並びに排出・流送土砂が中・長期的にもたらす砂州や淵の変化などの物理環境や生物生息環境の変化とそれらが生物群集にもたらす影響があることは3.4.1(3)でも述べた。

このうち4.7.2(1)および(2)は水質の変化に対するモニタリングにつながるものである。水圧吸引土砂排除システムは、まず第一に濁りや溶存酸素濃度など水質の短期的変化に対する注意が必要となろう。一方、本システムが対象とする細粒土砂など、ほとんど河道には存在しない粒径の土砂を排砂する場合、中・長期的な下流河川環境変化はどのように想定すべきか、現状は知見の集積の段階である。排出された細粒土砂が河床の粗粒土砂の間隙を埋めるなどによる底生生物や魚類などに与える影響も懸念されるものの一つである。

黒部川の出し平ダム、宇奈月ダムからの連携排砂と新宮川水系旭川旭ダムの排砂バイパスからは否定的な兆候および見解は見られていない。ウォッシュロードを主にバイパスする天竜川支川三峰川美和ダムでは洪水バイパスの本格運用を控え、物理環境への影響を把握する「観測」と生

物への影響を把握する「生物調査」から成る事前モニタリングが始められている<sup>26)</sup>。河川の特성에 応じたモニタリングが必要になるう。

天竜川下流部では秋葉ダムから下流の河道河床と河口周辺の海岸部の構成材料の粒径構成が調べられていて、粒径 0.1mm~1.0mm の土砂が海岸砂浜を形成するが、河道にはほとんど堆積していないことは 3.2.2(2) でふれた。佐久間ダム貯水池では堆砂デルタ肩付近にこの粒径 0.1mm~1.0mm の土砂が卓越して堆積している。水圧吸引土砂排除システムによりこの粒径の土砂を排出すると、河道はほとんど通過して河口周辺海岸部を構成する土砂を供給することが可能になる。この土砂により、天竜川河口周辺海岸で現在進行している海岸侵食を緩和することが期待される。この分野でも「順応的管理」を取り入れていく必要がある。

#### 4.8 結語

第4章では、主としてゆるい堆積細粒土砂を対象に、沈砂池、取水口まわり、デルタ肩付近など堆砂が集中する、もしくは土砂を集めた領域から水圧吸引土砂排除システム等で洪水時に排砂する工法の研究を進めた。水圧吸引土砂排除システムは貯水位を低下させずに、ダム貯水池の限定された領域から、粒度構成が均一でゆるく堆積した土砂を対象に、小規模な量を排出する方法の一つであると考えられる。また、パイプを用いるため取り扱いやすい方法である。しかし、これまでわが国にはなじみもうすぐ開発中の工法といつてよい。

本研究では、まず、本システムに関する従来の研究を概観し、その技術の特徴を整理した。水圧吸引土砂排除システムとして開発が進められている手法は、その吸引部の構造および吸引部の移動等に関して、それぞれねらいとするところに特徴がある。適用範囲等は必ずしも明らかになっていない。

つづいて、土砂混合管路流の特性を把握するため、一次元管路流水理モデル及び管路の土砂混合流に関する従来の研究をもとに、次のように水理モデルを構成した。

- ①道上・小田の運動方程式に、MHS 排砂管をイメージした離散型の吸入口から吸入流が合流する際の運動量拡散による損失を加え、定常一次元管路流水理モデルを拡張した。
- ②本システムでは比較的低速でやや濃度が高い土砂混合流を流送する。このため、スラリー輸送についての研究成果から堆積限界速度を与える Durand 式と土砂混合流の速度と濃度と流送損失の関係を与える Kazanzkij 式をモデルに取り入れた。

次に、MHS 排砂管外の吸引される土砂の移動メカニズムを砂質土とシルト質土に分けて論じた。その主な事項は次のとおりである。

- ①ゆるい砂質土は浸透破壊からパイピング、これに続く吸砂口周辺の吸入流による土砂の掃流的な移動と斜面崩壊によって説明できる。
- ②シルト質土などでは特に流動性が高い場合は吸砂口から堆積土砂そのものがほぼ全過程にわたって吸入流となって吸引される。管内は極めて高い濃度となるので注意を要する。

いずれにしても、圧密が進んだ粘性土や吸砂口に対し相対的に大きい礫は避けるなど、対象を限定することが必要である。

また、広いエリアの土砂を吸引するための技術について論じ、固定式に対しては貯水池運用に

よる排出対象土砂の再移動・集積の特性活用の可能性があること、平常時に移動式を活用することによる土砂集積と洪水時の固定式による排出の二段階排砂方式の実用性が高いことを述べた。

その後、水理モデルによる MHS 排砂管の流送特性の分析と MHS 排砂管の模型実験によるその流送特性の確認を行った。主な結果は次のとおりである。

- ①上流端からの吸水には管内流速を大きくし、管内濃度を低下させる機能があり、安定した流送、有効管長の延長及び管内の閉塞回避に効果がある。
- ②ここで組み立てた定常水理モデルを用いて、土砂濃度がそれほど高くない状態ではあるが、MHS 排砂管内の流送現象をいくつかの定常状態の解により、実用上十分に説明できた。
- ③管内流速とその土砂濃度の関係が実験により得られた。これがシステム全体の排砂機能を表す。
- ④吸砂口の開閉により有効管部分を移動させ、吸砂範囲を MHS 排砂管に沿って拡大できる。
- ⑤吸砂口周辺を高圧水により噴射するのは土砂の吸引促進に効果がある。

この後、MHS 排砂管を設計する基本的な考え方を整理するとともに、ここで組み立てた考え方に基づく土砂混合流の解析結果をもとに、年間 3.5 万  $\text{m}^3$  の MHS 排砂管設備の概略の姿を描いた。ここでは貯水池デルタ肩で堆砂を吸引・除去する目的で土砂吸引部に MHS 排砂管を用い、流送土砂は流送部を経て中継槽に入り、中継槽からは自由水面をもつ管路内開水路の流送形態で貯水池内に設置した流送管を経て堰堤から下流で濃度の低いゲート放流と合流する案を検討した。

また、実用化の課題として固定式では土砂集積の方法、ゆるい砂質土の場合の堆砂をゆるめる設備、ゆるいシルト質土の場合の濃度を低下させる設備の検討等をあげた。

下流河川の環境への影響としては、まず、水圧吸引土砂排除システムにより排出する細粒土砂がほとんど下流河道に堆積しないで流下する河川では、その排砂による河川環境上の課題は主として水質（DO、SS 濃度、水温等）になると考えられる。しかし、排出土砂の一部は河床へ沈殿することも考えられるため、黒部川のフラッシング排砂の例から本システム運転直後に清水をフラッシュ放流することも検討されよう。また、高 SS 濃度対策として魚類の避難場所等の設置の検討も必要となろう。また、放流部の水質観測と水質制御システムの確立、さらには現地での適用性確認のための実験方法を明らかにすることなど、引き続き実用化のための諸課題を検討していく必要がある。

## 参考文献

- 1) Hotchkiss, R. H., Huang, X. : Hydrosuction Sediment-Removal System : Principles and Field Test, *Journal of Hydraulic Engineering*, pp. 479-489, June 1995.
- 2) Dan G. Batuca, Jan M. Jordaan : Silting and desilting of reservoirs, pp. 282-291, A. A. BALKEMA, 2000.
- 3) 岡野眞久・俣野文孝・関本恒浩・片山裕之 : マルチホールサクション排砂管の水理特性に関する実験的研究, 水工学論文集, 第 48 巻, pp. 1393-1398, 2004.
- 4) 岡野眞久・俣野文孝・片山裕之・田島芳満・中川 一 : 水圧吸引土砂排除システムの排砂機能に関する研究, ダム工学 14(4), pp. 237-249, 2004.
- 5) 柏井条介 : 堆砂対策によるダム貯水池の持続的利用, 土木技術資料 47-1, pp. 46-51, 2005.

- 6) D. K. Lysne, N. R. B. Olsen, H. Stole and T. Jacobsen : Sediment control: recent developments for headworks, *Hydropower and Dams*, pp. 46-49, March 1995.
- 7) 橋本 徹 : ダムや堰などの貯水池に堆積した土砂を排出する Hydro 技術, 大ダム, No. 183, pp. 85-89, 2003.
- 8) 横森源治・福本晃久・土屋良明・渋谷扔州 : 美和ダム貯水池内堆積土砂の効率的な排出工法の開発, ダム技術, No. 205, pp. 47-63, 2003. 10.
- 9) 吉良八郎 : ダム堆砂とその防除, 森北出版, p. 349, 1982.
- 10) 道上正規・小田明道 : 沈砂池の排砂工に関する研究, 鳥取大学工学部研究報告, 第 17 巻, 第 1 号, pp. 81-92, 1986.
- 11) 今岡安則・金元高志・朝日 宏 : 奥津第二発電所における効率的な流入土砂対策, 電力土木, No. 303, pp. 30-34, 2003.
- 12) 宏和エンジニアリング (株), 青木あすなろ建設 (株) : ハイドロ工法公開試験施工報告書, 2003
- 13) (財)河川環境管理財団 : 流水土砂の管理と河川環境の保全・復元に関する研究, p. 43, 2004.
- 14) 柏井条介 : 最近の貯水池土砂管理について, pp. 17-20, 第 15 回ダム工学学術講演会資料, 2005.
- 15) 西村敬一 : シート排砂方式の開発, 石川島播磨技報 Vol. 45, No. 1, pp. 42-47, 2005.
- 16) 土木学会水理委員会 : 水理公式集[平成 11 年版], 土木学会, pp. 373-374, 1999.
- 17) 奥田教海 : 円管内における粒体の水力輸送, 流体工学, vol. 12 No. 12., pp. 717-728, 1976.
- 18) 野田佳六 : スラリーの圧力損失, スラリー・カプセル輸送技術要覧, pp. 99-102, スラリー輸送研究会編, 1984.
- 19) 石原研而 : 第 2 版 土質力学, pp. 80-82, 丸善, 2001.
- 20) 赤井浩一 : 土質力学, p. 101, 朝倉書店, 1980.
- 21) 芦田和男, 高橋 保, 道上正規 : 河川の土砂災害と対策, p. 211, 森北出版, 1983.
- 22) 岡野眞久・梅田 信・田中則和・横森源治 : 洪水時におけるダム貯水池流入微細粒土砂の挙動把握と貯水池堆砂管理への応用, 土木学会河川技術論文集, 第 9 巻, pp. 73-78, 2003.
- 23) 角 哲也 : ダム貯水池からの排砂と排砂時の放流水質管理, ダム技術, No. 127, pp. 30-38, 1997.
- 24) 角 哲也, 森田佐一郎, 越智隆志, 小宮秀昭 : 差圧測定による浮遊砂濃度計測システムの開発, ダム工学, 11-3, 2001.
- 25) 角 哲也, 森田佐一郎, 越智隆志, 小宮秀昭 : 差圧センサーを用いた河川・ダム貯水池における新しい浮遊砂濃度計測手法の開発, 水工学論文集, 46, 2002.
- 26) 岡野眞久・名波義昭・田中則和・榎村康史 : 洪水バイパス運用に伴う下流河川環境についての考察, 河川技術論文集, 第 10 巻, pp. 203-208, 2004.

## 第5章 微細粒土砂の貯水池内における挙動とその通過促進

### 5.1 序説

ダム貯水池へ流入する河道において、洪水時に流送される流砂のかかなりの部分は、河床に存在する材料よりはるかに細かな土砂成分であり、ウォッシュ・ロードと呼ばれる。しかし大きな貯水池では、このようなウォッシュ・ロードも貯水池内に大半は捕捉される。

わが国の河川では、一般に流出土砂の粒径別構成は堆積した状態での体積比で、礫：砂：シルト・粘土がそれぞれ(0～10%)：(35～40%)：(50～65%)程度と言われている<sup>1)</sup>。このシルト・粘土は、粒子自体は微細なものの、間隙率は高く、大規模貯水池ではその堆砂量の過半を占める。芦田ら<sup>2)</sup>は、粒子の運動特性は0.1mmあるいは0.2mmを境にかなり相異なるので、この粒径程度以下の粒径範囲の土砂をウォッシュ・ロードとするのは意義があるとしている。

水中の浮遊物質量SSには有機物も含まれることから厳密な定義には問題があるが、ウォッシュ・ロードは貯水池流入水のSSに近いものとみることができ、また、その成分の多くはシルト・粘土である。ここでは貯水池流入土砂のシルト・粘土成分を微細粒土砂と呼び、時にSSを便宜的に使用して議論を進める。

第3章では堆積粗粒土砂を、また、第4章ではゆるい堆積細粒土砂を主な対象として、貯水位を低下させずにダム下流へ排出する方策を論じてきた。本章ではこの微細粒土砂の堆砂対策として、堆積させずに通過させる方策をテーマとしてとりあげる。

ところで、大陸の大河川の大規模ダムでは流入土砂量の大半はこの微細粒土砂が占める。中国、インドおよびエジプトなどのダムでは、洪水期には貯水位を下げておき、流入する大量の土砂は洪水とともに貯水池を通過させるスルーシング手法が何十年もの間、成功裡に実施されている<sup>3)</sup>。Morrisら<sup>3)</sup>はこのスルーシングに、流入してくる土砂を貯水池をバイパスして流す方法や濁水密度流排出なども加え、土砂ルーティング(sediment routing)と名づけた。土砂ルーティングは貯水池の水理状況や地形条件を巧みに利用することによって、土砂を通過させ、貯水池もしくは取水口付近の障害となる土砂の堆積を最低限に抑制する手法とされる。

本章ではまず、微細粒土砂の水系での移動特性を概観し、貯水池における洪水時の微細粒土砂の挙動を、一方向多層流モデルを用いて検討する。ここでは微細粒土砂の貯水池内での移動特性を主として混合・拡散・沈降・通過の過程としてとらえる。また、濁水密度流の特性についてのこれまでの研究成果並びに観測実績についてもふれ、濁水密度流排砂の可能性についても論ずる。

次いでこれらの移動特性を活用した微細粒土砂の堆砂対策として低位洪水吐の効果等を考察する。しかし、貯水位を低下させずに行うこれらの土砂通過促進策を有効なものにするには今後の研究に待つところが大きい。

そのため本章の後段では、貯水位をある程度低下させて行う土砂ルーティングを取り上げ、わが国でとられてきた土砂ルーティングの事例や海外の事例をもとにその効果について論ずる。ある程度、貯水位を低下することにより、かなりの微細粒土砂の通過は促進されることを示唆するとともに、土砂ルーティングの活用による多目的ダムの今後の堆砂対策の展開について考察を加える。

## 5.2 微細粒土砂の流砂系での流動特性

### 5.2.1 貯水池への流入特性

従来の流砂観測によるとウォッシュ・ロードの粒径範囲についての流砂量 $Q_s$ あるいは断面平均濃度 $c$ と流量 $Q$ の間には次式のような関係が認められるとされている<sup>4)</sup>.

$$Q_s = \alpha Q^\beta \quad \text{あるいは} \quad c = \alpha Q^{\beta-1} \dots\dots\dots (5.1)$$

土木学会水理公式集には、一地点におけるウォッシュロード量 $Q_s$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) は河川流量 $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) の二乗にほぼ比例するとして次式を示している.

$$Q_s = (4 \times 10^{-8} \sim 6 \times 10^{-6}) Q^2$$

天竜川水系の国土交通省直轄ダムである美和ダム及び小渋ダムの流入地点における従来の観測では $n$ は2に近い値をとっていることが報告されている<sup>5)</sup>. 美和ダムにおいても、2.4.2 で述べたように計画値としては次式のように設定している<sup>5)</sup>.

$$Q_s = 2 \times 10^{-5} Q^2 \dots\dots\dots (5.2)$$

近年では、これらの関係が2.5.1(2.5)式の形式により、粒径別の設定が検討されるようになってきている.

一方、岡野ら<sup>6)</sup>は美和ダムの流入 $Q$ -SS特性は直線にはならず、図-5.1に示すように時系列的に時計回りのループを描いたり、先行洪水と後続洪水では相対的に後続洪水のSS濃度が低くなることを報告している. これは国土交通省三峰川総合開発工事事務所が天竜川水系美和ダム貯水池流入部（飯島堰堤地点）で、洪水時におけるSS濃度の観測を行っており、そのうち1988年から2000年までの間の概ね $50\text{m}^3/\text{s}$ 以上の洪水を対象として実施されたものをまとめたものである.

ここではSS濃度は表面採水により、GFP濾過法により分析された. その粒度分析は概ね正時での流量ピーク時に1検体採り、レーザー回折・散乱式により行われた.

この観測結果から一洪水中の流入SS濃度の時間変動特性が確認された. SS濃度の流出ピーク

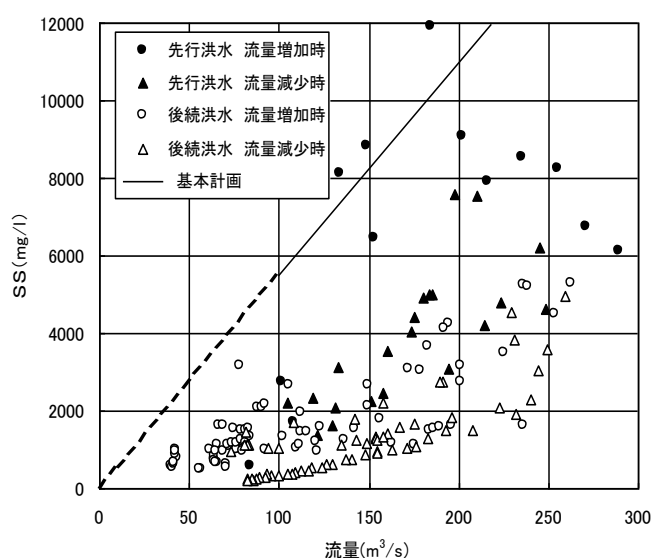


図-5.1 美和ダム流入地点（飯島堰堤）における流量-SS濃度関係

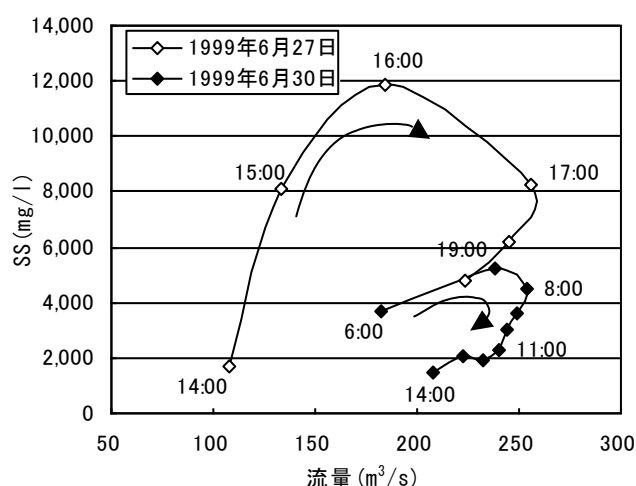


図-5.2 1999年6月洪水の流量とSS濃度の関係（飯島堰堤）

は多くの場合、流量のピークより先行することが特徴としてあげられる。典型的な例を図-5.2に示す。流量・SS濃度関係はほとんどの洪水で、経時的に時計回りのループを描いた。また時間的に近接した洪水では、先行の洪水に比べ後続の洪水ではSS濃度は低くなることが観測された。また、これらの観測値から、この流域ではSS濃度が高い先行洪水は4～5ヶ月の洪水の無い期間を経た後、出現する傾向が認められている。

## 5.2.2 貯水池での挙動

### (1) 混合、沈降・捕捉および通過の特性

流砂系における貯水池の特徴は、河道主要部河床には見られないウォッシュロード成分が堆砂として見られることである。河道をウォッシュロードとして通過する微細粒土砂も貯水池には堆砂として捕捉される。

貯水池堆砂対策の観点からはまず、流入した微細粒土砂が貯水池に捕捉される、もしくは通過する特性に関心が持たれた。堆砂量全体の捕捉率に関しては、Bruneの関係図(図-2.10)が知られている。これは平均年総流入量/貯水容量で表される貯水池回転率をパラメーターとし、米国の貯水池の実測値から求められたものである。わが国の貯水池の実態から見れば、大規模な貯水池における微細粒土砂の捕捉特性に近いものであろうと推定される。

近年の貯水池の冷・温水問題、濁水の長期化現象、富栄養化現象等の対策の検討を通じて得られた貯水池内の流動に関する知見からは、貯水池を成層型と混合型に大別し、流動の基本的特徴が整理されている<sup>7)</sup>。貯水池の流動形態については次の2つの因子が大略の判断基準を与える。安芸、白砂<sup>8)</sup>は次のように整理している。

$$\begin{array}{ll}
 a = \frac{\text{貯水池年間総流入量}}{\text{貯水池総容量}} , & b = \frac{1 \text{ 洪水総流入量}}{\text{貯水池総容量}} \\
 a < 10 ; \text{ 成層型}, & a > 20 ; \text{ 混合型} \\
 b \ll 1 & ; \text{ 水温分布にはほとんど影響を与えない} \\
 0.5 < b < 1 & ; \text{ 水温成層はかなり変形されるが、成層型の水温分布が} \\
 & \text{維持され、洪水は2次躍層上に流入する} \\
 b > 1 & ; \text{ こうした大洪水では水温分布は消失する}
 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} a = \\ b = \\ a < 10 \\ b \ll 1 \\ 0.5 < b < 1 \\ b > 1 \end{array}} \right\} \dots (5.3)$$

これらの発電ダムの運用を通じて得られた観測結果から、相対的に貯水池容量が小さいわが国のダム貯水池では堆砂が問題になる大洪水時には水温分布が消失した混合状態となり、流入微細粒土砂の密度流による輸送は生ずる可能性は小さいと見られていた。

また、洪水調節ダムのSS成分の捕捉・通過率も洪水時の回転率と関係付けて論じられている。柏井<sup>9)</sup>はダム流入水および放流水のSS調査から求められた貯水池でのSS成分の捕捉状況を、次式で定義される洪水時の貯水池回転率 $\varepsilon$ を用いて図-5.3を報告している。

$$\text{洪水時の貯水池回転率} = \frac{1 \text{ 洪水当たりの総流量}}{\text{洪水開始時の貯留量}} \dots\dots\dots (5.4)$$

図-5.3より、相対的に貯留量が大きく、貯水池回転率が小さい場合、ほとんどのSS成分は貯水池に捕捉されることが示される。一方、貯水位を下げ洪水をなるべく通過させる、もしくは、堆砂が進み貯留量が小さくなると貯水池回転率が大きくなり、捕捉率を下げることになる。

SS成分の中でも粒径別に捕捉率は異なることは当然、想定される。今後のデータの積み重ねが望まれる。

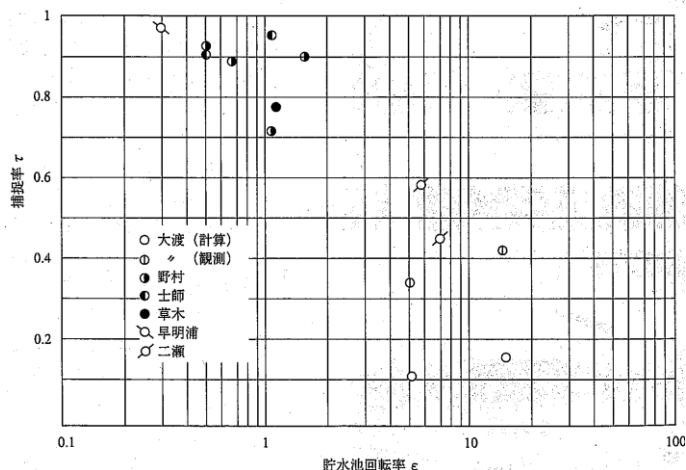


図-5.3 洪水時の貯水池回転率  $\epsilon$  と SS 成分の捕捉率<sup>9)</sup>

## (2) 密度流としての特性

一方、特別な条件下で生ずる土砂を多量に含む高密度流（以下、濁水密度流という）は前節で述べた混合による浮遊の関係から想定される量に比べ多量の土砂を輸送できる。中国等はこの濁水密度流の観測と密度流を活用した堆砂軽減対策に取り組んでいる<sup>10)</sup>。

濁水密度流の観測は 1880 年代にライン川とローヌ川の濁水がコンスタンス湖とジュネーブ湖の清浄な水の下へ潜り込むのが観測され報告されたのが最初とされる。1919 年にはアメリカ合衆国の Elephant Butte 貯水池で貯水池からの密度流の放流が記録された。その後、1930 年代から 1940 年代の Mead 湖における濁水密度流の観測は有名である。中国では濁水密度流の系統的な観測が 1950 年代から始まり 1960 年代には黄河の三門峡貯水池、さらには 1970 年代に劉家峡貯水池において行われた。

これらの観測によれば、貯水池に流入した微細粒土砂（濁質）を多量に含む濁水は密度流となって急激に清水の下に潜り込む。そして貯水池の底を谷線に沿って流下する。この時、貯水位を部分的に低下させたり、ダムに設置された低標高の放水口からタイミングよく放流することなどによって、濁水密度流としてダムサイトまで導ける可能性がある。こうして流入微細粒土砂は通過し、貯水池への堆積が抑えられることになる。

わが国のダム貯水池における密度流の活用については、岩佐らによる 1976 年の吉野川早明浦ダム貯水池における比較的長期の流出濁度の解析に代表されるように、濁水の長期化対策や冷水の放流対策としての選択取水に関心が向けられ、濁水密度流を堆砂対策に適用する試みはこれまであまり行われていない。

Morris ら<sup>11)</sup>によれば濁水密度流の特性は図-5.4 等をもとに次のように説明されている。

濁水密度流の流下に伴い貯水池底には相対的に粗い粒径の濁質が堆積していく。多くの濁質が沈降すると、濁水密度流はダムに到達する前に消滅する。濁水密度流がダム地点に達すると、表層から見えないところで泥湖を形成し蓄積される。

しかし、堆砂の進行によって貯水池底の形状が変化すると、濁水密度流の挙動も変化する。まず、谷線への堆積によって、濁水密度流が流れる元の河道が埋まる。この結果、広くて平坦な貯水池底が形成され、濁水密度流が平たくなられる。このため、河床と濁水密度流の境界におけ



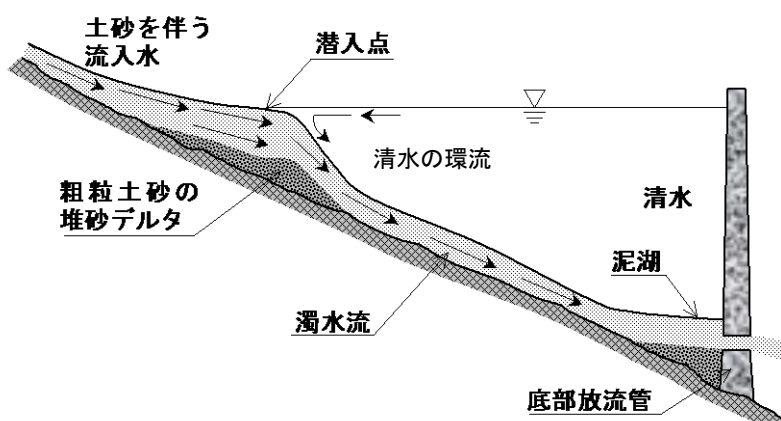


図-5.4 貯水池を流れる濁水密度流の概念図<sup>11)</sup>

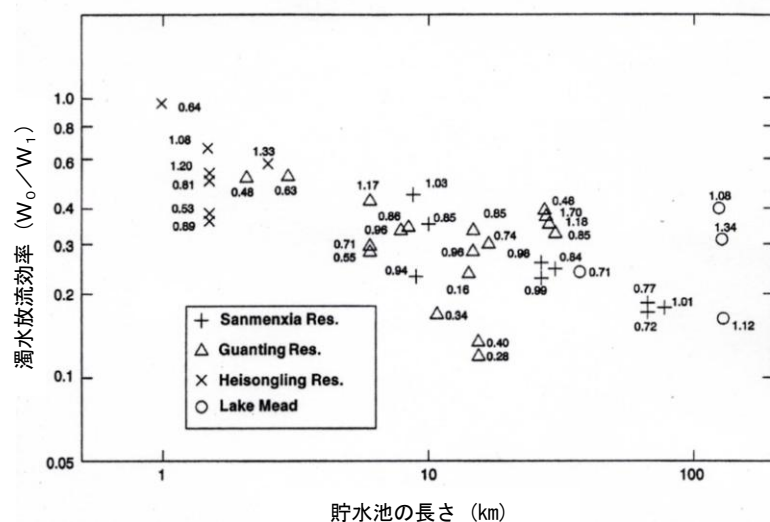


図-5.5  $Q_o/Q_i$  (図中の数値) および貯水池長と濁水放流効率の関係<sup>11)</sup>

る摩擦が大きくなる。次に、泥湖の堆積は元の河床をダムから上流へ広がるほとんど水平な堆砂面に変える。この底面の勾配の減少によって、濁水密度流を前進させる重力の影響が小さくなる。

一方、貯水池内では堆砂デルタの伸長によって、貯水池の長さが短くなるとともに、ダム地点に近い位置に濁水密度流の潜入点が移動する。この結果、濁水密度流の移動距離は短くなり、河床勾配も大きくなる。この場合には濁水密度流はダム堤体に近づく可能性が増す。

濁水密度流がダム堤体にまで近づいていれば低標高の放流口を開放することによって、貯水池から濁水密度流を排出することができる。排出の成否は、適切な位置に設置された放流口が、濁水流を排出するのに適した時間に、濁水流の流入に見合う流量で開けられるか否かで決まる。

図-5.5 では放流効率  $W_o/W_i$  と貯水池長  $L$  の関係が示されている。図には、各出水の  $Q_o/Q_i$  の値も記載されている。ここに、 $W_i$  と  $W_o$  は、各々濁流の流入と流出である。 $Q_i$  と  $Q_o$  は、平均の流入量と放流量である。放流効率は、貯水池長  $L$  が小さく、 $Q_o/Q_i$  の比が大きいほど有利になる傾向がある。実際、放流効率は、ゲートを開放する時期、ゲートの設置位置に大きく影響される。

### 5.2.3 ダム下流河川と海岸における状態

岡野ら<sup>12)</sup>は天竜川下流部（佐久間ダム～海岸）において、佐久間ダム貯水池内の堆積土砂の推定粒度分布曲線に加え、国土交通省による主河道部での河床材料調査及び静岡県による天竜川河口周辺海岸での土砂性状調査から各領域を構成する土砂の粒径累加曲線を同一図面上で比較し、貯水池、河道、海岸それぞれの領域の粒径集団の特性を図-3.10のように表示した。

これより天竜川下流部の粒径 0.1mm 以下の微細粒土砂の動態特性を改めて整理すると次のようである。

- ①佐久間ダムのような未満砂の大規模貯水池では重量換算で堆積土砂の約 50%は 0.1mm 以下の土砂が占めると推測される。
- ②粒径 0.1mm 以下の土砂は主河道部及び海岸には存在しない。主河道及び海岸には堆積せずに流下し、主に沖合いに流出すると考えられる。
- ③佐久間ダムに堆積する粒径 0.1mm 以下の土砂を、洪水時にダムから放流または通過させても主河道部に堆積することなく、ほとんどの量は河口から沖合いに流出すると見てよい。しかし、シルトや粘土などの細かい物質は高水敷や氾濫原に洪水の減水時に堆積する<sup>13)</sup>。その他、主河道周りの湛水域や河床を構成する礫へ付着することも知られている。

なお、河口から沖合いに流出する微細粒土砂の沿岸海域における役割は明らかになっていない。しかし、細かいシルトや粘土は、リン、溶存有機酸、その他の栄養塩や汚染物質を吸着させる力が大きい<sup>13)</sup>。微細粒土砂が貯水池で約 80%が捕捉される状態に比べ、仮にその半分の 40%を通過させるようになるだけでもダム上流域の森林の落葉の粉碎状物質やそこに付着する塩類がダム下流河川・海域に供給される状況は改善されると考えてよいと思われる。

## 5.3 微細粒土砂の貯水池内での移動特性の数値モデルによる検討<sup>14)</sup>

### 5.3.1 モデルの設定と検証

#### (1) 一方向多層流（鉛直 2 次元）モデルの設定

貯水池における洪水時の微細粒土砂の挙動は、密度流現象即ち貯水池内の水温構造や流入水の密度との相対関係に大きく左右される。したがって、流入微細粒土砂の貯水池内における挙動及び流動制御的な手法による土砂対策を検討するには、密度流の効果を表現することのできる解析モデルを用いるのが有効である。多くのダム貯水池の地形的な特徴として、横断方向のスケールが流下方向に比べ小さいということが挙げられる。そのため、貯水池内における流れ（多くの場合は密度流としての特性を有する）は、上下流方向及び鉛直方向の変化が大きいという特徴を持つ。したがって、貯水池を対象とした流動あるいは水質挙動の解析にシミュレーションモデルを用いる場合、鉛直二次元モデルを採用する例が多い。

櫻井ら<sup>15)</sup>や今城・角<sup>16)</sup>は、土木研究所で開発された鉛直二次元モデルを用いて、貯水池条件及び洪水流入要因と微細土砂の捕捉率の関係について検討している。

また、柏井ら<sup>17)</sup>はこれまでに用いられてきた貯水池流動数値シミュレーションモデルについて次元数、圧力の取り扱い、渦動粘性係数（拡散係数）の取り扱いから分類し、濁水挙動についての計算例を比較しつつ、各モデルのシミュレーション特性を次のように論じている。

- ①次元数が多いモデルほど実現象に近い空間的な水理量を表現することができるが、同時に計算時間、計算に必要な入力データ及び検証のために必要となるデータも増加する。
- ②貯水池全体の大局的な濁水挙動予測においては静水圧の仮定は許容できる。
- ③過動粘性係数（拡散係数）を一定とすると流量が大きく変化する場合には不合理な計算結果になる。標準型  $k-\varepsilon$  モデルを用いた場合、流量規模や流動の履歴が考慮されるため、出水期間中を通じて合理的な過動粘性係数を与えることができると考えられる。
- ④その他濁水挙動に係わる未解明な現象として、貯水池内の微小濁質の沈降現象や底泥の巻き上げ現象などがあり今後の研究が期待される。

ここでは、主として水質解析に用いられてきた一方向多層流モデル（通称 WEC モデル）を微細粒土砂（SS 濃度として表現）の貯水池内動態解析に用い、その貯水池内の通過・堆積動向に関し検討を試みる。適用に際して、まずモデルの検証、すなわち各月別の水温と SS の貯水池内鉛直分布並びに通年の放流水温と放流 SS の時系列値について計算値と実測値を比較し、モデルの適用性を確認する。その後、洪水時の微細粒土砂の貯水池内挙動を本モデルにより考察する。

本研究で用いる流動・微細粒土砂挙動解析モデルは、貯水池の横断方向には流動や SS 濃度が一様であることを仮定した鉛直二次元モデルであり、基礎方程式を以下に示す。

$$\text{水平方向運動方程式：} \quad \frac{\partial(Bu)}{\partial t} + u \frac{\partial(Bu)}{\partial x} + w \frac{\partial(Bw)}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial Bp}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( A_x B \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( A_z B \frac{\partial u}{\partial z} \right) \dots\dots\dots (5.5)$$

$$\text{鉛直方向運動方程式：} \quad \frac{\partial p}{\partial z} = -\rho g \dots\dots\dots (5.6)$$

$$\text{連続式：} \quad \frac{\partial(Bu)}{\partial x} + \frac{\partial(Bw)}{\partial z} = 0 \dots\dots\dots (5.7)$$

$$\text{水温の輸送方程式：} \quad \frac{\partial(BT)}{\partial t} + u \frac{\partial(BT)}{\partial x} + w \frac{\partial(BT)}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_x B \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( D_z B \frac{\partial T}{\partial z} \right) + \frac{Bh}{\rho C_w} \dots\dots\dots (5.8)$$

$$\text{SS 物質の輸送方程式：} \quad \frac{\partial(BC)}{\partial t} + u \frac{\partial(BC)}{\partial x} + (w - w_s) \frac{\partial(BC)}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left( D_x B \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( D_z B \frac{\partial C}{\partial z} \right) + F_C \dots\dots\dots (5.9)$$

ここに、 $x$ ：流下方向座標、 $z$ ：鉛直上向き座標、 $u$ ： $x$  方向の流速成分、 $w$ ： $z$  方向の流速成分、 $p$ ：圧力、 $\rho$ ：密度、 $T$ ：水温、 $C$ ：SS 濃度、 $B$ ：貯水池横断幅、 $A_i$ ： $i$  方向の実効動粘性係数、 $D_i$ ： $i$  方向の実効動拡散係数、 $w_s$ ：懸濁物質の沈降速度、 $h$ ：潜熱・顕熱及び長波・短波放射による熱フラックス、 $C_w$ ：水の比熱である。

(5.9) 式の最終項は、湖底部分（貯水池内斜面を含む）への SS 物質の堆積フラックスを示すものであり、(5.10) 式により考慮している。

$$F_C = w_s C \frac{\partial B}{\partial z} \dots\dots\dots (5.10)$$

本研究では、この堆積フラックスを各計算メッシュに対して出力するルーチンを付け加え、後の微細粒土砂の貯水池内堆積量の解析や考察に用いることとした。

水の密度  $\rho$  は水温と SS 濃度の関数として与えている。また SS 物質の沈降速度は、流入 SS の粒度分析結果から、ストークス則に基づいて与えることとしている。

水平方向の実効動粘性係数（動粘性係数と渦動粘性係数の和）は，Richardson の 4/3 乗則から与えており，鉛直方向に関しては，松尾ら<sup>18)</sup> にならい局所 Richardson 数  $Ri$  の関数として

$$A_z = a \exp(-b Ri) + c \dots\dots\dots (5.11)$$

$$Ri = -\frac{g}{\rho_r} \frac{\frac{\partial \rho}{\partial z}}{\left(\frac{\partial \rho}{\partial z}\right)^2} \dots\dots\dots (5.12)$$

から求めている．ここに  $a$ ,  $b$ ,  $c$  は経験的に与える定数である．本研究では，次章で述べる検証計算の結果から，次の値を設定した．

$$a = 1.0 \times 10^{-4}, \quad b = 0.5, \quad c = 1.0 \times 10^{-5} \dots\dots\dots (5.13)$$

本研究で用いるモデルは，もともと貯水池内の水質挙動解析を行うためのものである．そのモデルにより，流入した微細粒土砂が湖底に沈降・堆積する量を空間的に表現できるようにしたものである．掃流状に流入した土砂が堆積し湖底が上昇することや，いったん堆積した土砂が，貯水位低下などにより再移動し河床形状が変化することは表現できず，まして，変化した河床形状に応じた流動解析ができるわけではない．また，底泥の巻き上げに関するモデルも組み込まれていない．このため，このモデルを用いた本研究での考察は洪水時の流入微細粒土砂の収支と貯水池内での沈降・堆積量分布を調べる点に焦点を絞っている．

## (2) 水質モデルとしての検証

### a) 対象ダムの概要

前述した解析モデルを天竜川水系三峰川の美和ダムに適用し，このダムにおける微細土砂の堆積特性について検討した．本ダムの概要については 2.4.2 で紹介した．

事業に関連する施設のうち，貯砂ダムは 1993 年に暫定完成し，洪水バイパス及び分派堰は 2005 年に概成している．これらの施設を含む貯水池平面図は図-2.11 に示されている．

### b) 水温・SS 分布による検証

#### ①検討の方針

本モデルの適用性を確認するために，まず水質モデルとしての検証計算を実施した．検証対象期間は，近年で比較的大きな規模の出水が生じており，かつ出水中の貯水池流入 SS の観測が実施されている 1991 年，1997 年，1999 年の 3 ヶ年を選定した．検証計算は，選んだ各年の通年で水温及び SS のシミュレーションを行った．その計算結果に対して，月 1 回の頻度で実施されている貯水池内の水質（水温・SS）鉛直分布と放流水質について，実測値と比較した．なお 3 ヶ年のうちで，特に出水後に湖内の SS 分布が測定値として得られている 1997 年を中心に検証結果の検討をした．

#### ②計算条件

洪水時におけるダム流入部（飯島堰堤地点）での流入 SS の観測は，1988 年以降概ね 50m<sup>3</sup>/s 以上の洪水を対象として実施されている．例として図-5.6 に各検証年の最大の洪水における流量と

SS 濃度の関係を示す。流量と SS 濃度の関係は経時的に右回りのループを描き、増水時の方が逓減時よりも SS 濃度が高くなることがわかる。この現象については 5.2.1 でふれた。

このようなループ特性が貯水池内の土砂収支に大きく影響すると考えられる。そこで計算実施にあたり、観測が実施された洪水期間中には、観測値から求めた SS 時系列を流入条件として与えることで、このような特性が考慮できるものとした。なお観測値がない期間については、

図-5.6 に点線で示した流量と SS の相関式

$$SS = 0.044Q^{2.18} \dots\dots\dots (5.14)$$

から流入 SS 濃度を与えた。

流入 SS の粒度組成は、1989 年の出水時に実測がなされている。このときの平均的な粒度分布から、表-5.1 に示す粒径区分を設定した。これに対し、各粒径成分についての移流・拡散式 ((5.9) 式) により解析し、全成分の線形和を総 SS とした。

貯水池の流入量・放流量は、ダムの管理日報に基づいて与え、熱収支計算のための気象条件は、ダムから 10~20km 程度の距離に位置する近傍の気象庁観測所の実測値から推定した。

### c) 検証計算結果

検証計算を実施した 3 カ年のうち、出水後の SS 分布が捉えられている 1997 年に対して、水温と SS に関して実測値と計算値の比較をした。

図-5.7 は、ダムサイト付近における水温・SS の鉛直分布を示した。実測については、時空間的に測定間隔が大きくまばらではあるため、細かな精度での検証は必ずしもできなかった。一方、図-5.8 には、通年の放流水温・SS の計算値と実測値を時系列で比較したものである。実測頻度が低いため、細かな変動を追うことができないが、年間での変動は概

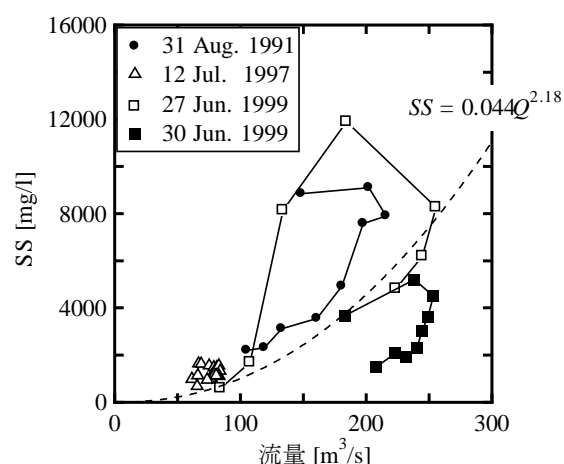


図-5.6 ダム流入量と SS の関係

表-5.1 検証計算で設定した流入濁質の粒度組成

粒径区分	代表粒径	存在比
~5 μm	4.0μm	36.3%
5~10μm	10μm	16.4%
10~20μm	15μm	19.1%
20~40μm	30μm	18.5%
40~ μm	50μm	9.7%

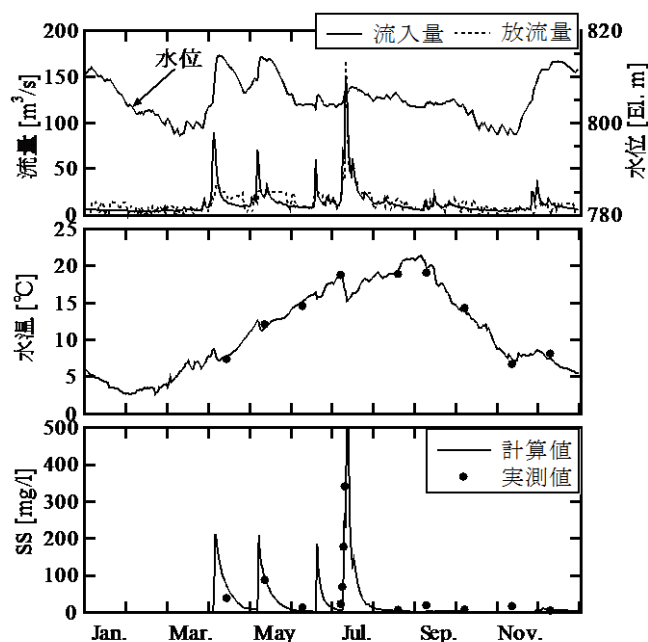


図-5.8 放流水質の検証計算結果 (1997 年)

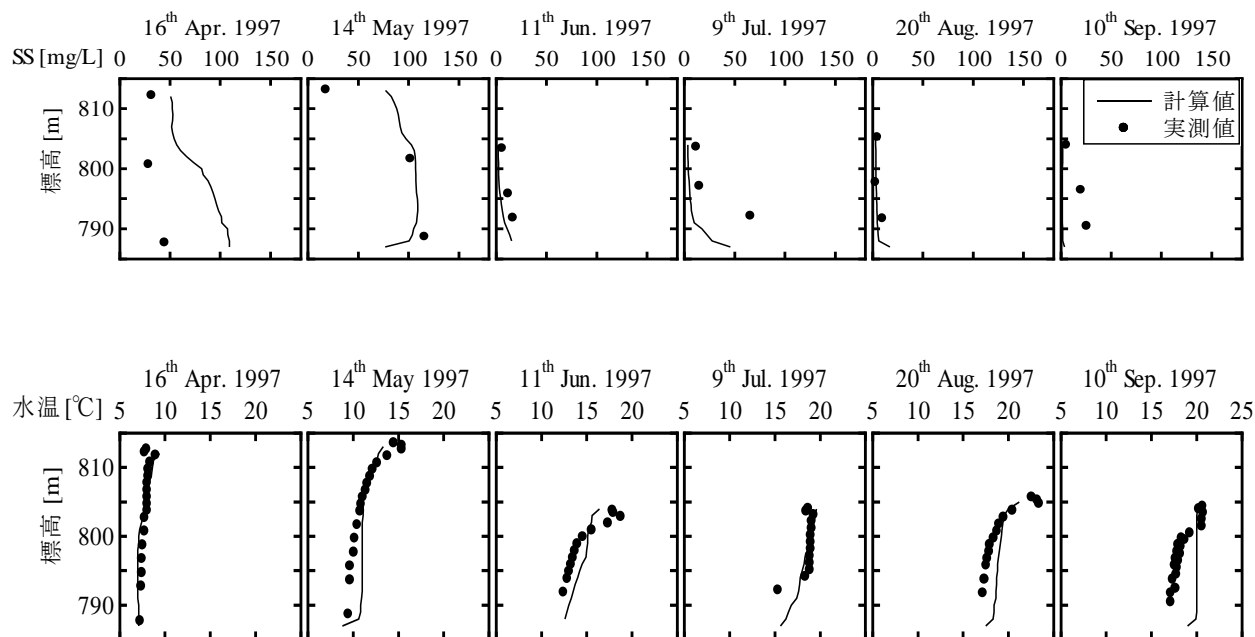


図-5.7 貯水池内の水質（水温・SS）の検証計算結果（1997 年）

ね再現できていると考えられる。モデルのパラメータのうち、特に粒度組成は SS の計算結果に大きく影響する。実際には、同一貯水池の流入とはいえ、洪水により、差が生じていると考えられる。本論文では、計算を実施した 3 ヶ年で平均的に傾向を表現できた表-5.1 の値を設定した。

### 5.3.2 数値モデルによる微細粒土砂の貯水池内挙動分析

#### (1) 洪水時捕捉率

図-5.9 は検証計算を実施した 3 ヶ年から洪水を抽出し、洪水規模（出水時回転率）と流入フラックスと放流フラックスから得られた微細粒土砂の捕捉率をプロットしたものである。これらの微細粒土砂の捕捉率について、文献<sup>9)</sup>、<sup>19)</sup>の実測値と比較した。

文献値のプロットは、洪水規模が 1 前後と 10 前後に分布している。特徴として、洪水規模が概ね 5 以下まで直線的に右下がりになっているが、5 以上となると急激に捕捉率が低下するという傾向を示している。本研究で得られた計算結果では、洪水規模が概ね文献値で空白となっている洪水規模の区間を埋めるような洪水となっている。

捕捉率がやや高めに出ているのは美和ダムの常用洪水吐が図-5.3 に示される二瀬ダムと大渡ダムが最低水位以下に設置されているのに比べ最低水位より高い

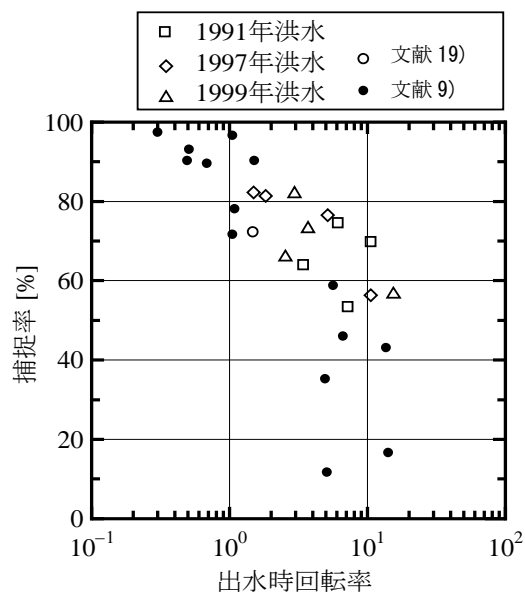


図-5.9 検証計算期間に生じた洪水における捕捉率

中層に設置されていることが考えられる。そのような規模の洪水において、文献値での捕捉率のばらつき（20%程度広がり）の範囲で継続する右下がりの傾向が得られている。

この結果から、概ね本研究で検討したモデルで出水時における微細粒土砂の捕捉・通過過程が表現されていると見て差し支えないものと思われる。

## (2) 堆砂形状と年堆砂測量結果

次に微細粒土砂の沈降・堆積量の計算結果と実測堆砂量を比較して図-5.10 に示す。この計算結果の堆積厚さは、SS の重量分布として得られた出力値に対し、空隙率 0.7、土粒子密度  $2650\text{kg/m}^3$  として整理したものである。また実測値は、貯砂ダムが 1994 年に設置され、粗粒土砂は貯砂ダムに捕捉されるとともに砂利として採取されているため、当該年及びその前年の堆砂測量結果（最深河床位置）の差はほぼ微細粒土砂の堆積量に近いものとした。

これによれば、堆積厚の絶対値としては、両年ともに計算値は実績値を特に貯水池上流部で上回っている。その理由として、次の 2 つが考えられる。

まず一つは、美和ダムでは図-4.21 に示した水位の年間変動に見られるように、毎年 9 月から 11 月と 1 月から 3 月にかけて利水運用上貯水位を低下させている。この水位低下に伴い、特に貯水池の上流部で、堆積土砂が再移動して下流部へ運ばれている可能性がある。実測の堆積分布は、洪水時の堆積量に、その後の再移動量が重ね合わせられたものである。二つ目には、実績堆砂量には主に貯水池の上流端付近で実施されている掘削による変化量を含んでいる事、その他

毎年 10 月の測量の精度も挙げられる。

一方、毎年 10 月の洪水による堆積 SS 分布計算値から貯水池の堆積量を算出し、1991 年から 2000 年までの 10 年間の累計値で比較してみたものが図-5.11 である。

本研究の対象ダムでは、再移動量や掘削量と言った要素が含まれることから、洪水時の土砂の沈降・捕捉・通過の挙動解析に重点を置いた本モデルでは貯水池内堆積分布を適切に表現し難い。しかし、貯水池全体の堆積量として、また 10 年間の経年累計値としてみれば概ね妥当な値となっていると言えよう。

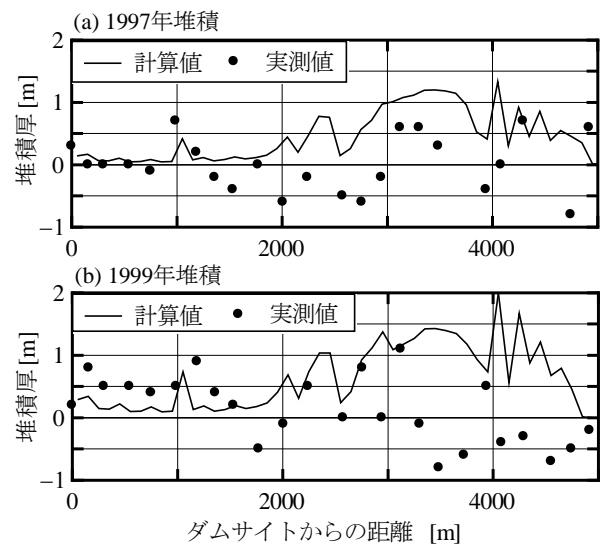


図-5.10 土砂堆積厚の検証計算結果（1997 年・1999 年）

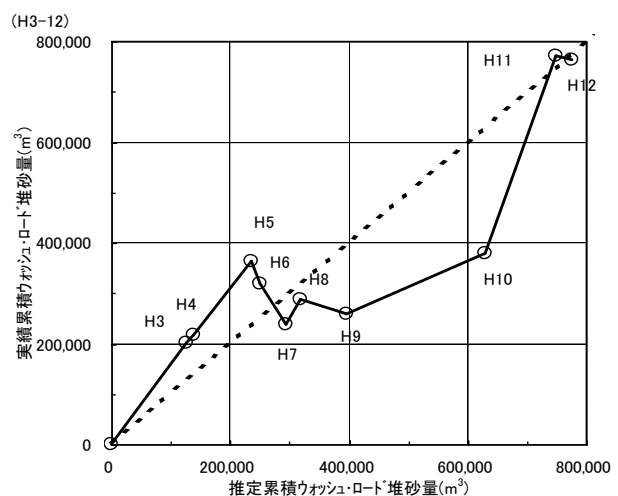


図-5.11 各年の貯水池内沈降・堆積量のモデルによる計算値と測量結果の累積値の比較

### (3) 貯水池内の濁水の流動

次に、これらの洪水における微細粒土砂の捕捉率を下げる運用方法を探ることを目的に貯水池内の微細粒土砂の流動状況を見てみる。1999年5月の小洪水を例にこのモデルによる計算結果<sup>20)</sup>を図-5.12示した。これによれば、高SS濃度洪水流は貯水池の底層を這うように流入し、拡散しつつも比較的高SS濃度水塊が貯水池底部沿いに流れていく様子が見えてくる。

この洪水では最大約  $25\text{m}^3/\text{s}$  の発電放流（取水口敷高標高 790m）が行われ、ゲート放流はせず水位の回復が図られた。このためこの洪水における捕捉率は 82%となっている。これらの貯水池内流動状況解析結果を見ると現在の洪水吐（敷高標高 799m）に対し、季節ごとにまた出水規模

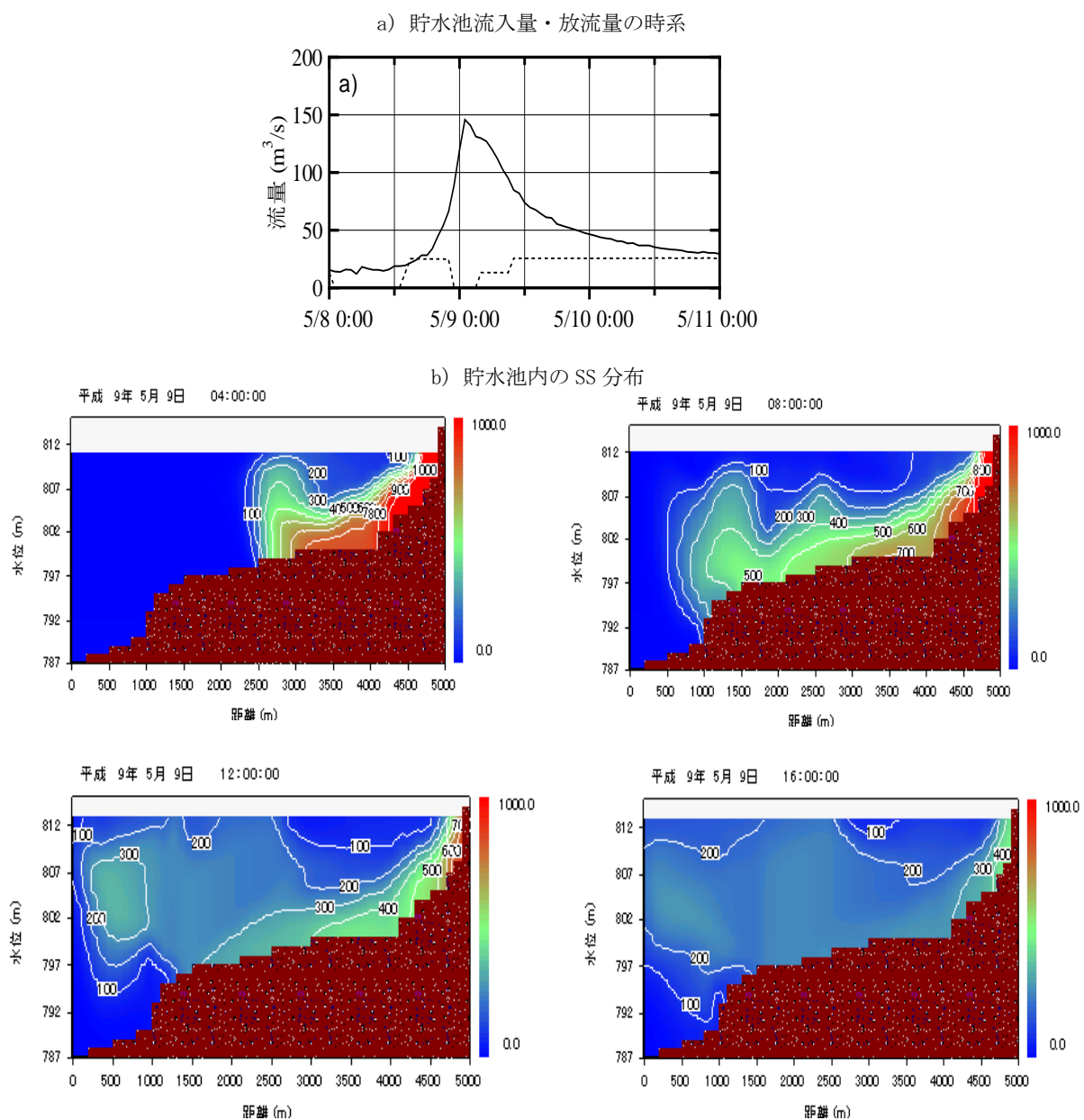


図-5.12 微細粒土砂の流動状況の推算（1999年5月洪水）<sup>20)</sup>



ごとに洪水吐標高を変化させるなど、微細粒土砂の捕捉率を下げるための運用方法を探ることに  
も本モデルを活用できそうである。

## 5.4 微細粒土砂に対する通過促進方策

### 5.4.1 微細粒土砂の捕捉率の要因分析

著者ら<sup>21)</sup>は濁水流動シミュレーションを実施することにより、貯水池や洪水の各条件と微細粒土砂の捕捉率との関係を考察した。ここでは土木研究所にて開発された流れ方向と水深方向の流れの変化を対象とする一方向多層流(鉛直二次元)シミュレーションプログラム<sup>22)</sup>を用いているが、5.3.1で述べた数値モデルとほぼ同様なものである。

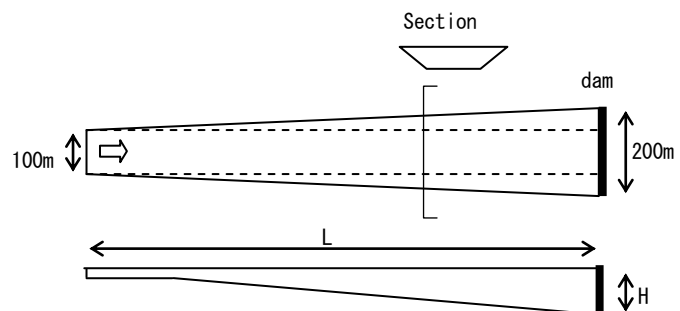
まず、図-5.13に示すモデル貯水池により、貯水池形状、洪水回転率、流入SS濃度、SS平均粒径、粒度分布範囲、放流管標高、放流量、流入水温、水温分布等の9項目のパラメータが貯水池内の微細粒土砂の捕捉率に与える影響を検討した。

なお、洪水放流管設置標高モードを図-5.14に、流入SS濃度設定ケースは表-5.2に示した。 $\alpha$ は(5.1)式によるもので $n=2$ 、 $H$ :貯水池の堤体側水深、 $d$ :放流管設置水深である。

ここでは、各パラメータの検討ケース中央に位置する条件を組み合わせたものを基本ケースとし、基本ケースから各パラメータを変化させることにより、各パラメータ単独の影響の大きさを検討した。解析結果を表-5.3に示す。これらによると、捕捉率に与える影響が比較的大きなパラメータとして、その程度の順に洪水規模(回転率)、放流管設置標高、SS粒径、SS濃度などが挙げられる。これらのうち洪水規模、SS粒径は人為の及ばないところであるが、放流管設置標高、SS濃度は制御が不可能ではない。

次に、ケーススタディーとして天竜川水系小渋ダムを対象に濁水シミュレーションを実施した。このダムは国土交通省が管理する特定多目的ダムで長野県大鹿村に位置し、総貯水容量 $58 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、洪水調節容量 $19.6 \times 10^6 \text{ m}^3$ である(図-2.11及び表-2.2参照)。

この検討に際しても、洪水回転率、流入SS濃度、放流管標高、放流量等の条件を変化させ、捕捉率への影響の大きさを比較した。モデル貯水池において検討した結果(表-5.3)より、捕捉率



貯水池形状設定ケース ( $V=15,000 \text{ 千 m}^3$ )

河床勾配 $H/L$	0.005 (1/200)	0.010 (1/100)	0.015 (1/67)
堤体側 水深 $H$	33.54m	47.43m	58.10m
貯水池 長さ $L$	6,708m	4,743m	3,873m

図-5.13 モデル貯水池形状(河床勾配)

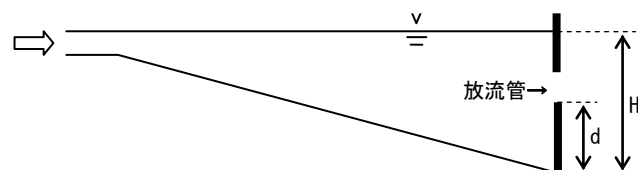


表-5.2 流入SS濃度設定ケース

回転率 $\beta$	0.5	1.0	2.0
ピーク流量	200	400	800
SS ピーク 濃度 ( $\text{g/m}^3$ )			
$\alpha=5$	1,000	2,000	4,000
$\alpha=20$	4,000	8,000	16,000
$\alpha=40$	8,000	16,000	32,000

表-5.3 各パラメータ単独の影響の大きさ

	① 貯水池形状 河床勾配 I	② 洪水規模 回転率 $\beta$	③ 流入 SS 濃 度 $\alpha$	④ SS 中央粒 径 $D(\mu\text{m})$	⑤ 粒度の 分布 $dD(\mu\text{m})$	⑥ 放流管 設置標高 $d/H$	⑦ 放流量 カット率 $r$	⑧ 流入水温 $T_i/T_m$	⑨ 貯水池初期 水温分布	捕捉率
基本 ケース	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.650
①	0.005	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.750
	0.015	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.555
②	0.010	0.5	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.828
	0.010	2.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.445
③	0.010	1.0	5	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.703
	0.010	1.0	40	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.610
④	0.010	1.0	20	15	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.554
	0.010	1.0	20	30	3.75	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.819
⑤	0.010	1.0	20	20	0.00	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.650
	0.010	1.0	20	20	7.50	0.5	0.3333	1.0	混合型	0.653
⑥	0.010	1.0	20	20	3.75	0.1	0.3333	1.0	混合型	0.537
	0.010	1.0	20	20	3.75	0.9	0.3333	1.0	混合型	0.862
⑦	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.5000	1.0	混合型	0.605
	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.7500	1.0	混合型	0.683
⑧	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	0.8	混合型	0.625
	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.2	混合型	0.693
⑨	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	等変化率型	0.635
	0.010	1.0	20	20	3.75	0.5	0.3333	1.0	躍層型	0.635

に与える影響が比較的大きな回転率  
(洪水規模), 放流管設置標高及び流  
入 SS 濃度について考える。

図-5.15 に小渋ダムで洪水放流管  
標高を  $d/H=0.3$  と  $0.5$  にした場合の  
捕捉率の変化を示した。なお, 小渋  
ダムの実際の放流管設置標高は  
 $d/H=0.537$  である。

これらによると, 全般的に放流管  
設置標高が低い方が捕捉率も低い  
が,  $d/H=0.3\sim0.5$  では大きくてもその  
差は 10%程度である。回転率の寄与  
はより大きい。

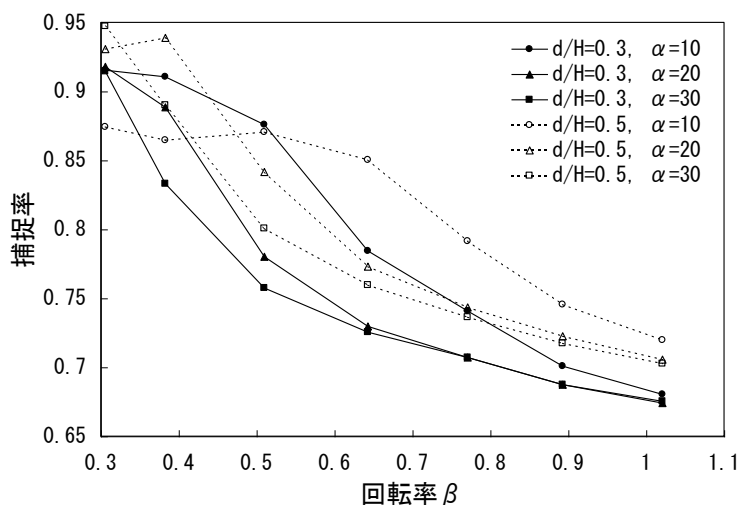


図-5.15 洪水放流管標高と SS 濃度による捕捉率の変化

#### 5.4.2 これまでの取り組みと今後の課題

##### (1) 小規模貯水池におけるカーテンウォールによる高濃度底層流の放流

天竜川水系松川に長野県が建設した片桐ダム（堤高 59.2m, 総貯水容量  $1,840 \times 10^3 \text{m}^3$ , 1989 年 竣功）には, 図-5.16 に示す機能をもつ吹き上げ式の放流設備が設置されている。もともとは出水時に高標高に設置されたオリフィスから洪水は放流される計画であったが, 低標高部の高濃度水を放流できるよう, 堤体上流側にカーテンウォールが設けられた。この方式は構造も簡単で,

自然調節方式で低位放流設備の機能を発揮できる<sup>23)</sup>。流入してくるウォッシュロードと浮遊砂の90%を通過させる計画となっている。

片桐ダムにおいて図-5.17 に示す型式が採用できた理由は、計画放流量が  $100\text{m}^3/\text{s}$  と小さくカーテンウォール構造が適当な大きさに納まったこと、並びに貯水池延長が制限水位で約 600m と短く浮遊砂も堤体に相当量達すると考えられたこと等によるため、大規模な貯水池では効果はそれほど期待できるものではない。しかし、堤体を越流させる方式の洪水吐のみを持つ既設ダムの改良には比較的適用し易い方法である。

完成後の調査によれば、常用洪水吐に設置したカーテンウォールからは、最大  $200\mu\text{m}$  程度までの微細粒土砂が排出され、洪水時のウォッシュロード排出に有効に機能していることが観測されている<sup>24)</sup>。濁水密度流として通過している可能性は十分あり、今後この方式の活用が検討されるべきであろう。

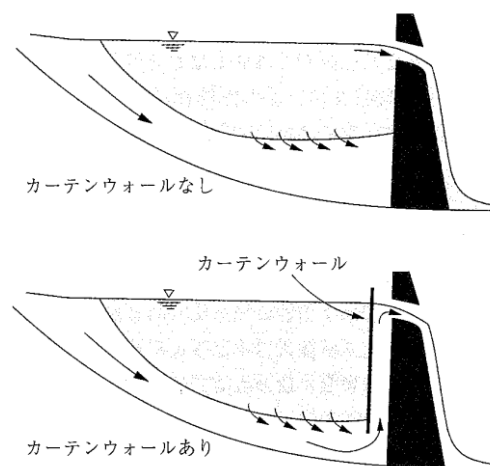


図-5.16 カーテンウォールの機能模式図<sup>24)</sup>

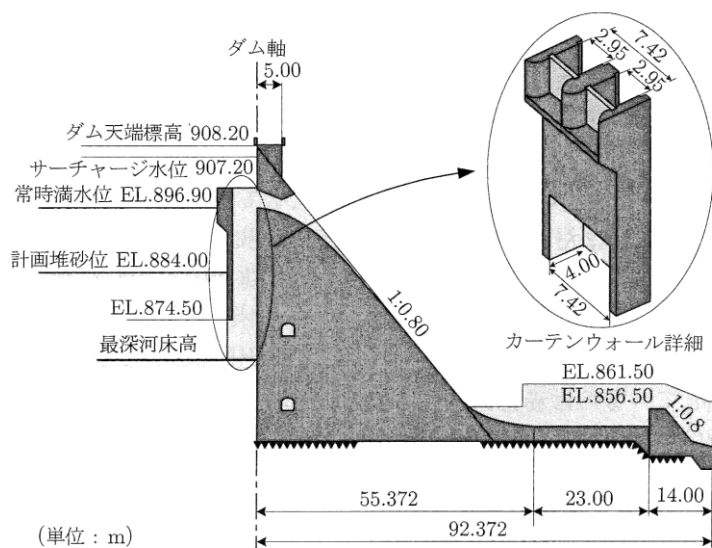


図-5.17 片桐ダムのカーテンウォール構造<sup>24)</sup>

## (2) 大規模貯水池における洪水吐からの高濃度土砂通過の可能性

### a) 小渋ダムでの観測

低位洪水吐からの洪水放流に伴う高濃度土砂通過の可能性は 5.4.1 のモデルによる解析結果からは、混合濁水において 10%程度の効果を有することが期待された。ダム貯水池では混合型の濁水に加え、濁水密度流が生ずる可能性があり、この面からも低位洪水吐からの洪水放流に伴う高濃度土砂通過の可能性を検討することは意義のあることと考えられる。しかし、安芸、白砂らの研究による(5.3)式により高濃度の濁質が流入する洪水時には、成層が破壊されていると考えられ、これまでわが国では濁水密度流の観測・研究はほとんど行なわれていない。今後、実際の貯水池において出水中のSS濃度を計測し、その流動形態を検証する必要がある。

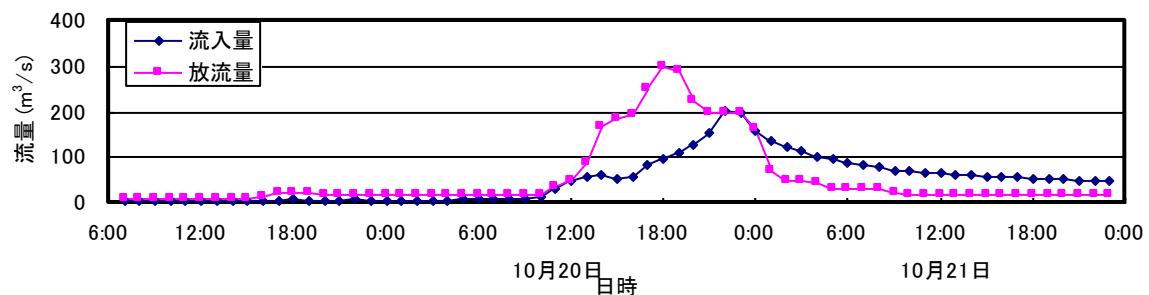
現在、小渋ダム貯水池では貯水池流入点・貯水池内・ダム直下流において洪水時の流入水温・SS濃度を自動計測できるシステム(浮遊砂濃度計測システム(SMDP))が設置され、観測が進められている。2004年10月20日から21日の洪水時の観測結果を図-5.18に示す。

これによれば流入最大 SS 濃度（小渋川涌谷橋）約 30000mg/l が観測され、その約 3 時間後にダム直下で放流水の SS 濃度は約 70~100mg/l から急激に約 1000 mg/l に上昇し、4 時間以上にわたって 2000 mg/l 以上の SS 濃度が観測されている。ここでは結果の紹介のみとなるが、流入 SS の粒度分布は 80  $\mu$ m 以上のものをかなり含むが、放流 SS 分布は通常ほとんど 10  $\mu$ m 以上のものを含まない。この高 SS 濃度の到達時には比較的大きな 80  $\mu$ m の粒径の土粒子の存在が観測されている。これは貯水池内で密度流が発生し、密度流により比較的大きい粒径の土粒子が運搬されたためであると考えられる。

また、放流量ピーク発生時と放流 SS 濃度ピーク発生時の時間差は約 5 時間であり、低位洪水吐前面の貯水池内流速が最大と考えられる放流量ピーク発生時の放流 SS の土粒子の粒径は粗くなっていないことから、放流に伴う貯水池内の流水移動による底泥の巻き上げは生じていないものと考えられる。従って、低位洪水吐から効果的に微細粒土砂を排出するためには、密度流のダム到達を予測し、そのタイミングでより多くの放流量を確保できるようにゲート操作を工夫することが必要である。

なお、洪水調節を目的とするダムでは、密度流の到達とは関係なく洪水吐放流が必要となることから、この放流水により多くの土砂を含ませるような技術、例えば貯水池内の堆積底泥の巻上げを促進するなどの技術が開発されると土砂の通過を促進できる。

小渋ダム運用結果(2004年10月20日～21日)



小渋ダム採水結果(2004年10月20日～21日)

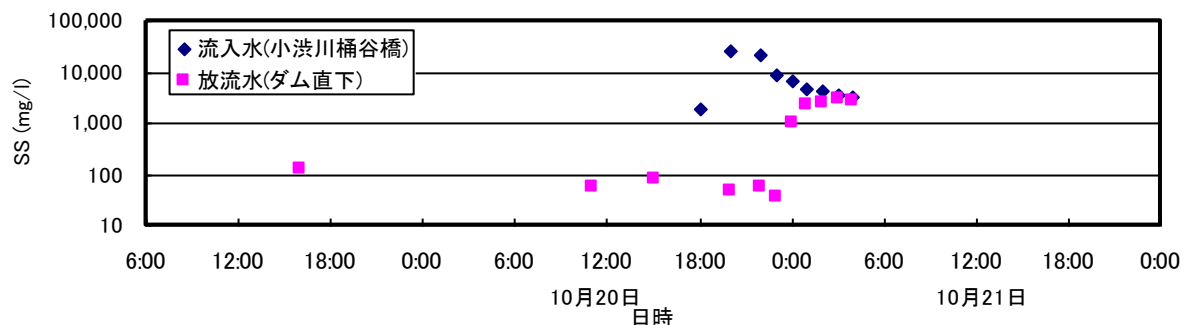


図-5.18 小渋ダムの濁水密度流の観測事例（国土交通省提供）

## b) 放流口の標高, 貯水池の掘削形状による通過機能の変化

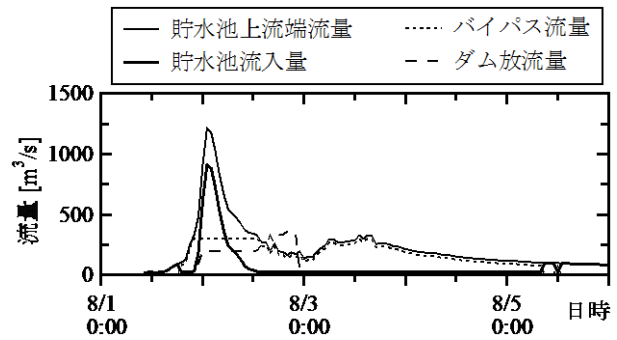
美和ダムにおいては, 洪水バイパスにより大半の流入微細粒土砂を貯水池流入前に迂回させるが, 洪水調節のため貯水池には依然 SS が流入する. 岡野ら<sup>25)</sup>はこの SS の通過促進策を検討した.

貯水池に流入する高 SS 濃度洪水流は流入直後には密度流的な状態であるが, 間もなく貯水池は混合状態になり, その後, 時間の経過とともに SS 濃度差が水深方向に生じてくる. 岡野ら<sup>25)</sup>は 5.3.1 で述べた一方向多層流動モデルにより解析を行い, 低位標高の高 SS 濃度水を低位洪水吐により洪水時に効率的に排出するねらいを示した.

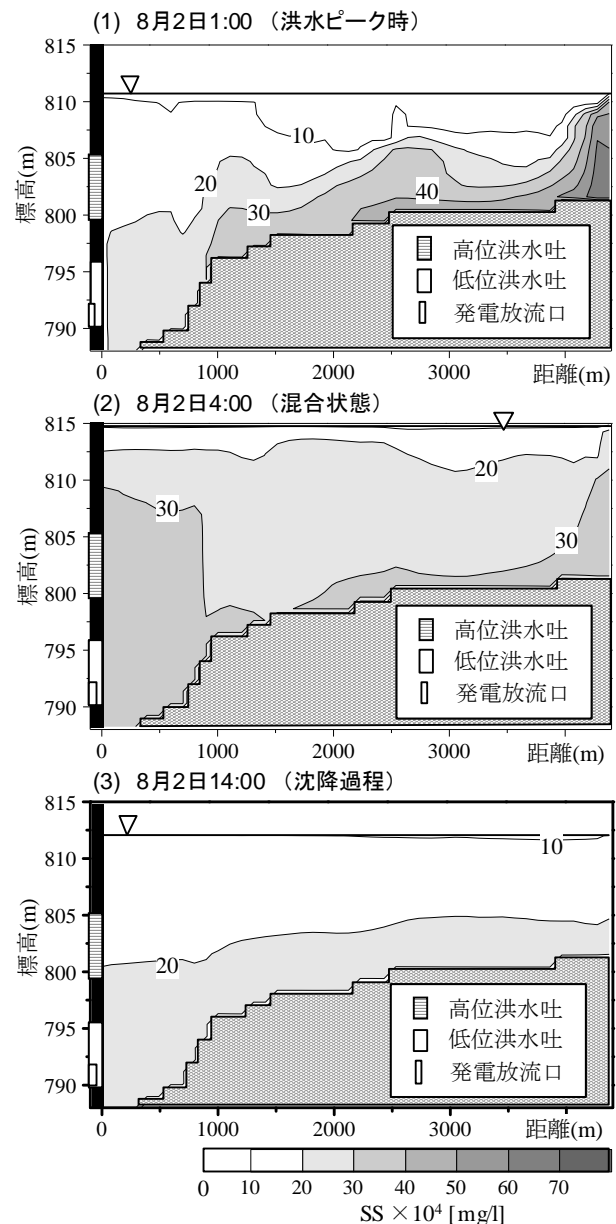
解析の対象として想定する洪水は, 美和ダム供用開始後において最大であった 1982 年 8 月洪水とした. この洪水における最大時間流量は  $1210\text{m}^3/\text{s}$  であり, これは美和ダムの現在の計画高水流量規模に当たる. 当該洪水における流量の時間波形を図-5.19(A)に示す. “放流量”はダムのゲート放流のみではなく, 洪水バイパスによる放流も行なわれる.

検討の条件は, 洪水吐の標高及び貯水容量を確保するための貯水池底掘削標高とした. 洪水吐の敷高は, 現在の洪水吐 (標高 799m) と密度流等の効果により排砂効率向上を期待する低位洪水吐 (標高 790m) を設定した. 貯水池底の掘削標高は, 主として上流部を掘削することになる標高 800m の掘削ケースと中流部まで掘削することになる標高 792m 以浅の掘削ケースの 2 通りとした. それぞれの組み合わせから, 合計 4 ケースの鉛直 2 次元モデルによる解析を行った.

洪水吐標高と貯水池掘削標高による貯水池内堆積量・捕捉率について, 解析結果を表-5.4



(A) 1982 年洪水時の設定流量時系列



(B) 1982 年 8 月洪水バイパス後の低位洪水吐および上流部掘削での貯水池内 SS 濃度分

図-5.19 1982 年 8 月洪水バイパス後の貯水池内 SS 濃度分布の推算例

にまとめた。今城・角<sup>14)</sup>は、美和ダムにおける2001年9月洪水（最大流入量300m<sup>3</sup>/s）を対象に解析し、放流管標高も捕捉率に大きく影響すると報告しているが、本計算結果では土砂排出効果はそれほど大きくない。

この原因として、次の二つが考えられる。まず、ここで解析の対象とした洪水は、規模

が大きいために流入開始後短時間で混合状態になる。二点目として、現時点でのバイパスの運用計画が、洪水期制限水位に戻ったところでダム・ゲート放流からバイパス放流に変える運用となっている。そのため、洪水後半に貯水池内の回転率が落ち込んでいることなどが、原因として考えられる。

表-5.4の結果は、当該洪水における微細粒土砂の流入量約563×10<sup>3</sup>m<sup>3</sup>に対し、洪水吐を低標高に変えることで捕捉率を数パーセント、約11～12×10<sup>3</sup>m<sup>3</sup>を減少できることを示している。計画堆砂容量2.6×10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>から見て、この減少量をいかに評価するか判断は分かれよう。

解析ケースでは解析対象洪水は流入から短時間で混合状態になること及び貯水池の大きさ、形状、放流口の高さなどの条件により、低位洪水吐の土砂排出効果はそれほど大きくない。しかし、これは堆砂が進行している状態での効果である。竣工直後の堆砂が進んでいない状態での効果は改めて検討する必要がある。

低位洪水吐の導入は洪水放流能力増強策などと併せ、今後、十分に検討されるべき課題である。

### c) 洪水吐の設置標高の推移と今後の課題

洪水吐の形態としては①洪水は堤体越流部に設けられた余水吐から放流する（多くの利水ダム）②洪水調節容量を確保するため洪水期制限水位より低位にオリフィス型常用洪水吐をもつ（洪水調節ダム）の2タイプに大別されよう。

これらのうちタイプ②はタイプ①に比べ相対的に洪水放流時に高濃度SSを放流できる可能性があり、微細粒土砂を通過させる機能が高いと考えられる。特に堤体低位部に洪水吐が設置されているダムで、洪水流入量に対し放流量の比率が大きい調節方式をとるダムや微細粒土砂の流入比率の高いダムでは堆砂軽減の効果も大きいと考えられる。

主な国直轄ダム等の洪水吐の標高の比較をしてみると、図-5.20のようになる。

1950年代から建設されているわが国の洪水調節ダムには利水ダムとしての構想を引き継いだ越流部に洪水吐を有するものもあり、一概には言えないが、オリフィス型常用洪水吐はゲートの高圧化、大型化等の技術開発により低標高にも設置可能となってきた。利水ダムにそれを期待するのは現状では困難であるが、貯水池堆砂対策上からは洪水吐は低位にあるのが望ましい。

洪水吐の安全性および経済性に並んで微細粒土砂の通過を念頭に置いて洪水吐が設計されるべきであり、それを支える設計理念の確立と技術開発が期待される。

これまで検討してきたところではわが国の大規模貯水池で微細粒土砂を、貯水位を低下させずに大量にかつ確実に通過させる適切な技術は今のところ見当たらない。当面の対応方針は洪水吐

表-5.4 再開発後の条件における1982年8月洪水に対する土砂通過効果の比較

掘削 標高	放流口 標高	貯水池内堆積量		捕捉率
El. m	El. m	10 <sup>3</sup> ton	10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>	%
800	799	537.8	290.0	51.5
800	790	517.8	279.1	49.6
792	799	579.5	312.4	55.5
792	790	539.5	290.8	51.7

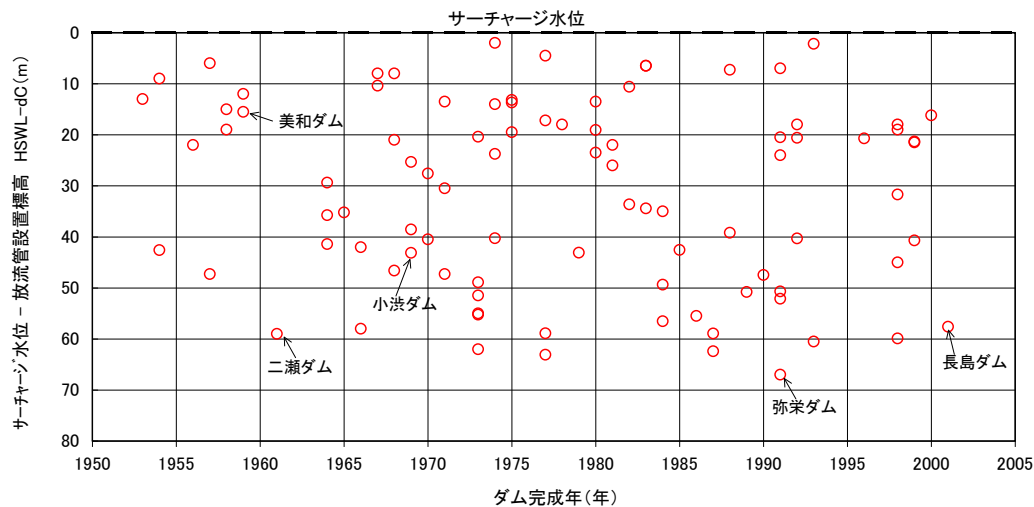


図-5.20 洪水放流管設計水深（サーチャージ水位から洪水放流管設置標高までの高さ）とダム竣工年

を可能な限り低標高に設け、ダム竣工直後から運用することにより 5.2.2(2) で述べたように、微細粒土砂による旧河道部分の埋塞など初期の堆砂の進行を遅らせ、濁水密度流として通過させるなどの、今後、開発される技術の活用へつなげることはなかろうか。しかし、微細粒土砂を、貯水位を全く低下せずに通過促進させる方策にはこれまで述べてきたように現状では解決すべき課題は多い。そのため次節では貯水位の低下を一部受け入れて解決する方向に目を向ける。

## 5.5 土砂ルーティングによる通過促進技術

### 5.5.1 土砂ルーティングの概念と海外での取り組み

Morris ら<sup>3)</sup>によれば土砂ルーティング (sediment routing) は概ね次のように説明される。土砂ルーティングとは貯水池の水理状況や地形条件を巧みに利用することによって、土砂を通過させ、貯水池もしくは取水口付近の障害となる土砂の堆積を最低限に抑制するものである。Morris らをもとに土砂ルーティングの技術を分類すると次のようになる。また、ルーティングの分類として図-5.21 が示されている。

#### 1) Sediment Pass-Through (土砂の通過)

- (1) 貯水位を下げて主として流入土砂が河道を流れるように貯水池を通過させる方法
  - a) 季別の貯水位低下・・・ゲートのない底部洪水放流管を備えた治水専用ダムが含まれる
  - b) 洪水前の貯水位低下・・・洪水予測による貯水位低下が含まれる
- (2) ダム低部の放流口から濁水密度流として貯水位を保ったまま貯水池を通過させる方法

#### 2) Sediment Bypass (土砂の迂回)

- (1) 河道貯水池の土砂バイパス
- (2) 河道外貯留（土砂は河道通過）
- (3) 堆積空間内地下貯留（土砂は地表通過）

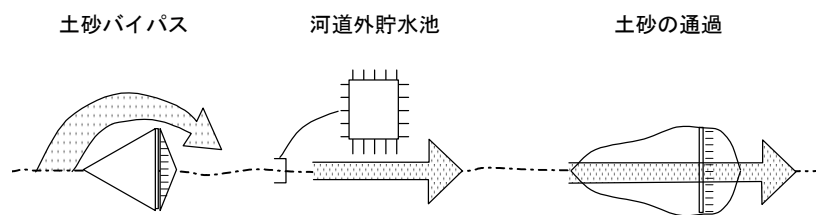


図-5.21 土砂ルーティング戦略の分類<sup>3)</sup>

土砂ルーティングは「土砂の堆積を回避する」「土砂を通過させる」をコンセプトとした堆砂対策のための土砂誘導技術であり、その考え方は中国の黄河、三門峡ダムでの堆砂対策の運用方式「蓄清排濁」に代表される技術である。

黄河・三門峡ダムは1957年着工され、1960年にはダムは標高350mまで打ち上がって、貯水位340mまで湛水したところ（当初計画では常時満水位360m）、土砂の堆積が激しく、背水の影響は急激に上流に及び、約264km上流支川渭水の西安市を脅かすに至った。このため排砂管の設置（仮締め切り水路の活用、発電導水路の転用など）により対処することとし、当初計画も大幅に縮小（正常高水位：335m）した。1964年には貯水池の運用モードを通年の貯水から低水期に清水を貯留して、洪水期の濁水を放流する「蓄清排濁」方式に切り替えられた<sup>26)</sup>。

また、台湾でも貯水位低下方式を採用して堆砂の進行を抑制する試みが行われている<sup>27)</sup>。

しかし、土砂ルーティングにも課題は残されている。それは、流入土砂のうち粗粒分は条件によってはダム下流へ通過させることはできない場合があり、また、堆積した土砂の再移動にも限界はあることである。

上記土砂ルーティング技術のうち、出水を前に、あらかじめ貯水位を下げて主として貯水池流入土砂が河道を流れるように貯水池を通過させる方法をここではスルーシングと呼ぶこととする。「あらかじめ貯水位を下げて」から窺えるようにこの技術は洪水の予測に関係が深い。

黒部川宇奈月ダム、出し平ダムで行われているフラッシング操作は、洪水調節後の洪水後期の流量を用いて既に堆積した土砂を排砂するものである。これに対しスルーシングはあらかじめ貯水位を下げておき、土砂を含む洪水を、なるべく自然の流出に近い形態で貯水池を通過させるものである。土砂を浮遊状態に保つのに必要な流速は、堆積物を侵食する流速に比べ、通常ははるかに小さい。このことはフラッシングよりスルーシングの方がより効率的であることを示す。

## 5.5.2 わが国の土砂ルーティングの事例

### (1) 予備放流によるスルーシング

Morrisら<sup>3)</sup>はスルーシングにおける水位低下方法を「洪水季節に」と「洪水ごとに」に大きく分け、「洪水ごとに」のなかに「洪水を予測して」を位置づけている。わが国のダムでは予備放流方式が洪水調節ダムにも、また、利水ダムにも用いられている。それらのうち排砂ゲートを持つ赤石ダムでは予備放流水位が排砂放流口でフリーフロー状態になるように設定されており、堆砂が進行して、河床形状が排砂放流口にすりつくようになるとスルーシングが行われるようになる

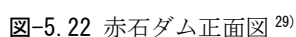


赤石ダムは大井川水系赤石沢（静岡市田代字鳥森）に中部電力株式会社が1990年に竣工した総貯水容量  $3.09 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、有効容量  $1.2 \times 10^6 \text{ m}^3$ 、の発電ダムである。大井川上流域は流出土砂が多いことからダムサイトは流域面積が小さく、流域内の崩壊地も比較的少ない支川に設けられた。その流域面積  $47 \text{ km}^2$  で  $100 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{年}$  の流入土砂量が計画されており、貯水池が堆砂により満砂となることが想定されるので排砂ゲートで流入土砂を下流に排砂し、調整容量  $600 \times 10^3 \text{ m}^3$  を確保することとしたものである<sup>28)</sup>。

本ダムは、「洪水吐等ゲート数も多く、その操作方法が複雑なダムで、貯水池の水位を予備放流水位として洪水に対処することが災害発生防止上適当とされるもの」に該当する。河川法第 44 条により河川の従前の機能の維持のための措置として、予備放流水位に下げて洪水時に対応することとしている。

- (1) 赤石ダム洪水警戒時（大雨洪水警報発令または流入量が  $25\text{m}^3/\text{s}$  以上）に排砂予備放流水位（L. W. L. -3.60m）に向けて所定のゲートの開閉方法により貯水位を下げていく．まず洪水吐ゲートを開いていき，全開となった以後，排砂ゲートの開操作を行う．
- (2) このダムの洪水とは流入量が  $150\text{m}^3/\text{s}$ （ダム下流の無害流量をとることが多い．）以上であることをいい，この流量を排砂予備放流水位（L. W. L.-3.60m）で排砂ゲートを全開にして流し，洪水警戒時を解除するまで両ゲートは全開を続ける．
- (3) 2000 年から排砂予備放流水位による運用を行い，2000 年に 2 回の排砂実績があった．

また、上記(1)の段階では洪水前にフラッシング排砂の状態になると想定されるが、現状では下流河川に特別な十砂環境上の問題は起こっていないようである。



## (2) 濁水密度流排出

5.4.2(1)でふれた片桐ダムではいわゆる高濃度濁水密度流として流入土砂は通過している可能性がある。文献 30) では密度流排出の実施例として掲げられている。

## (3) 土砂バイパス

「土砂の迂回」としてはわが国では数例がある<sup>30)</sup>。1998 年から関西電力（株）が新宮川水系旭ダムで排砂バイパスの運用を開始し，続いて国土交通省管理の多目的ダムである天竜川水系美和ダムでは 1988 年に着手された再開発事業において，2005 年から洪水バイパストンネルが運用されている。

世にあまり知られるところとなっていないが，神戸市水道局が 1900 年に竣工させた近代コンクリート重力ダム第 1 号である五本松ダム（布引貯水池，以下，通称の「布引ダム」と呼ぶ）では竣工 8 年後の 1908 年には当初計画されていなかった放水路隧道が設置されている。

竣功時には堤体の底部に径 400mm の管路が設置され，排泥管としていたが，洪水時は流入土砂が多いため，貯水池上流部にアーチ型締切堤を設け，その上流から放流する仕組みとした。実質的な土砂バイパスが設置されていたのである<sup>31)</sup>。

五本松ダムは生田川水系生田川の河口から約 3km 地点（神戸市中央区葺合町山郡）に建設され，その流域は六甲山系のほぼ中央南側で，流域面積は 9.83km<sup>2</sup> である。

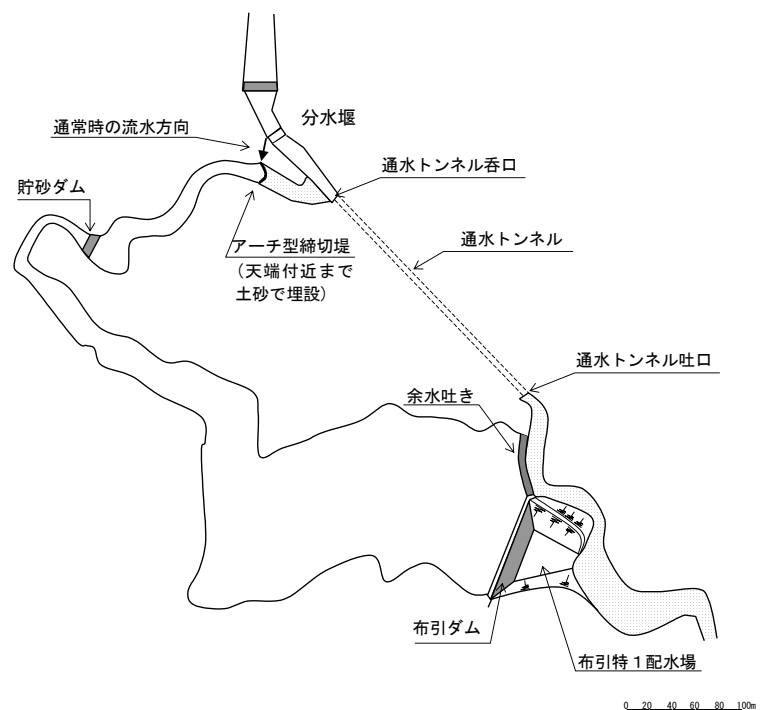
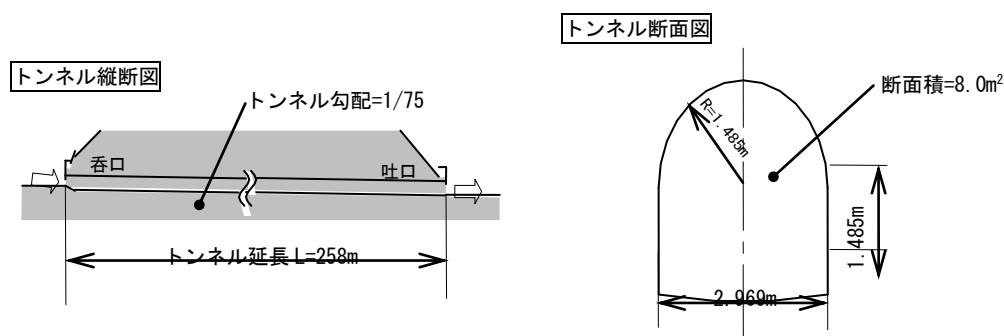


図-5.23 布引ダム貯水池と放水路隧道平面図<sup>30)</sup>



(※ 呑口，吐口付近は石張りでライニングされているが，中間部は素堀りのままで露岩している)

図-5.24 布引ダム放水路隧道<sup>30)</sup>

図-5.23 放水路隧道の平面的な位置関係を示す。トンネル部延長は 844 尺(255.7m)、勾配は 1/75、断面形状については放水路隧道入口扉門は 7 尺×7 尺(2.12m×2.12m)、同出口は上円(半径 4.9 尺(1.485m)) 下方渠(幅 9.8 尺(2.969m)×高さ 4.9 尺)である。放水路隧道の呑口と吐口付近は石張りでライニングされているが、中間部は素掘のままである。放流能力は 39m<sup>3</sup>/s(比流量 3.64m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>)とされている。バイパストンネル上流には分水堰(H=約 3.0m, B=12.12m)が設置され、分水堰地点の流入量が 1.11m<sup>3</sup>/s を超えると、それ以上の流量はトンネルの設計最大流量である 39m<sup>3</sup>/s に達するまでは全量バイパスさせる設計がされている<sup>32)</sup>。

このダムは英国人技師 W. K. バルトンが立案した水道布設計画をもとに拡張した計画で、佐野藤次郎をはじめとした日本人技師が修正を加える形で設計及び工事が進められた。その後、1938 年と 1967 年に大出水を受けるが、100 年を経過した現在も神戸市の貴重な自己水源として活用されている。1998 年には登録文化財に登録されている。

筆者ら<sup>31)</sup>は、100 年を経過した布引ダム貯水池を対象とし、同貯水池において流入土砂量の軽減を目的として設置された洪水バイパスの定量的な効果の評価を試みている。

その結果を表-5.5 に整理した。布引ダムにおけるバイパス設置は、貯水池土砂流入軽減対策として、下記に示す効果が見られる。

①バイパス設置直後の時点で、年平均貯水池土砂流入量が、約 31,000m<sup>3</sup>/年から約 1,500m<sup>3</sup>/年に低減できた。また、約 25 年程度であった貯水池寿命を約 500 年程度まで延伸できた。

②バイパス設置 80 年後の時点でも、年平均貯水池土砂流入量が、約 13,000m<sup>3</sup>/年から約 600m<sup>3</sup>/年に低減できた。また、約 60 年程度であった貯水池寿命を約 1,300 年程度まで延命できた。

洪水土砂バイパスの経済評価としては洪水バイパス(通過流量規模(断面積)とバイパス延長)と流入堰や放流口の諸施設の建設費とそれらの維持費の合計と洪水バイパスを設置しない場合の土砂対策費の合計との比較になろう。比流量約 10m<sup>3</sup>/s/km<sup>2</sup>のバイパス能力と図-5.23 の平面形状から見て延長 250m の洪水バイパスは当時としては少なからぬ費用であろうが、堆積土砂の排除・処分に具体的代替方策が見いだせない時代であり、バイパスの磨耗対策などの維持にほとんど費用がかかっていないこととあわせ、大きな経済効果を上げたものと評価される。

表-5.5 布引ダムの土砂バイパスによる貯水池寿命の変化<sup>31)</sup>

(※CAP=759,500m<sup>3</sup>)

期 間	備 考	年平均 土砂流入量 MAS (m <sup>3</sup> )	貯水池寿命 CAP/MAS (年)
① 1909 年～1929 年 (バイパス設置直後)	バイパスがない場合	30,502	24.9
	バイパスがある場合	1,455	522.0
② 1979 年～1989 年 (バイパス設置の約 80 年後)	バイパスがない場合	12,594	60.3
	バイパスがある場合	601	1263.7

### 5.5.3 多目的ダムの土砂ルーティングによる堆砂対策の方向

#### (1) ある程度の貯水位を確保しておく必要がある場合

##### a) 部分的な貯水位低下によるスルーシング

利水運用上ある程度の貯水位を確保したままで流入土砂の通過を促進する技術として、洪水期間中、貯水位をある程度低く維持することにより、流速を速め土砂が貯水池内にとどまる時間と捕捉率を減少させる方法がある。

部分的な貯水位低下によるスルーシングの例が中国長江の三峡ダム計画に見られる<sup>32)</sup>。三峡ダムの建設は1993年に始められた。ダムは高さ181m、堤頂長2309m余、総貯水容量 $39.3 \times 10^9 \text{ m}^3$  (393億 $\text{ m}^3$ )という非常に大きな貯水池ではあるが、三峡ダム貯水池は揚子江の年間流出量 $451 \times 10^9 \text{ m}^3$  (4510億 $\text{ m}^3$ )に比べると水文学的には小さく、流入量に対する比率 $V/Q$ は0.087にすぎない。三峡ダム計画では、揚子江によって $526 \times 10^6 \text{ t/年}$ の浮遊土砂(平均粒径0.033mm)と $8.6 \times 10^6 \text{ t/年}$ の掃流砂が通過される。6月～9月の洪水期に、年間流出量の61%の流量、および年間流出土砂量の88～90%の土砂がダムへ流入する。貯水位低下に伴う流速の増加によって、0.01mmよりも細かい粒径の土砂が貯水池に堆積することなく通過する。また、約570kmの長い貯水池は全長の85%について幅1kmを超えることはなく、ほとんどの箇所が平衡土砂輸送流路の河幅(1300mと見積もられる)よりも狭い。

この洪水期の間、洪水調節と土砂ルーティングのための水位標高145mが維持され、残りの期間は平常時満水位標高175mとして発電落差(図-5.25)を確保するために維持される。洪水期の低い貯水位は、洪水容量を確保するだけでなく、貯水池の土砂をルーティングするのに必要な流速を発生させるためにも必要である。ダムには、発電用の水門(右岸発電ブロック約584m、左岸発電ブロック約644m)、導水路に加えて、中央放水ブロック483mの区間に23基の低位放水口(幅7m、高さ9m)が標高90mの底部に配置され、22基の高位放水口が標高158mに配置された<sup>33)</sup>。これらの施設によって、貯水位145mにおいて $60,900 \text{ m}^3/\text{s}$ の放流が可能と見込まれる。

この貯水池は水および土砂が季節ごとに自然に近い条件で放流される。約100年後には、流入土砂とダムから排出される土砂は、土砂量と粒度分布について平衡状態に達することが予想されている。

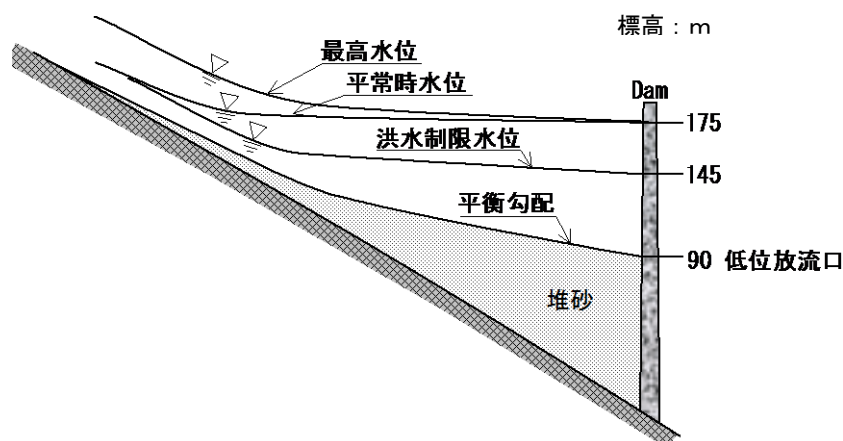


図-5.25 三峡ダムでの土砂ルーティングの概要<sup>34)</sup>

しかし、貯水位低下によって、全ての土砂に関連する問題が解決されるわけではない。砂礫は、貯水池域に堆積し続けるため浚渫が必要であるが、予測される砂礫の流入量は非常に少なく年間  $170,000\text{m}^3$  のオーダーである。

#### b) 堆砂デルタ肩付近からの部分区間バイパスと事前放流

岐阜県恵南地方から愛知県西三河地方を流れる矢作川の両県県境に設置された矢作ダム（国土交通省管理の特定多目的ダム、1971 年竣工、流域面積  $504.5\text{km}^2$ 、総貯水容量  $8000\text{万 m}^3$ ）では 2000 年の恵南豪雨時に約 15 年分以上に相当する約  $280\text{万 m}^3$  の堆砂量が観測され、その後も  $20\text{万 m}^3/\text{年}$  を越える堆砂量が観測されている。2003 年現在、総堆砂量は  $1470\text{万 m}^3$  で計画堆砂容量  $1500\text{万 m}^3$  に近づき、しかも有効容量内に有効容量の 13% を超える  $850\text{万 m}^3$  が堆積している。

このため、現在、行われている貯砂ダム堆砂域からの砂利採取等に加え本格的な排砂対策が検討されている<sup>34)</sup>。そこでは、当面の対策として貯水池内上流部で既設の貯砂ダム堆積土の排除と貯砂ダムの嵩上げなどによる貯砂機能向上が、また、中長期対策として堆積デルタ先端付近から中小洪水をバイパスし土砂移動させる方策（図-5.26）が検討されている。

その構想内容は明らかにされていないが、100 年確率の計画洪水流量  $2000\text{m}^3/\text{s}$  に対して毎年生起する洪水規模  $900\text{m}^3/\text{s}$  を想定し、その内  $700\text{m}^3/\text{s}$  をバイパスすることを試案としている。これをもとにバイパス時の貯水位は洪水期制限水位からどの程度下げられるか、その際、土砂の流出は下流河川が受け入れ可能か、などと合わせてバイパスの起終点等が検討されている。

なお、部分区間バイパスの一部として、4.6.2 で検討した水圧吸引土砂排除システムで用いた流送管が利用できる可能性は皆無ではない。また、逆に部分区間バイパスを水圧吸引土砂排除システムの土砂排出先として活用できる可能性は高い。これらのことも総合的に考慮されて部分区間バイパスの構想の検討が進められることが期待される。

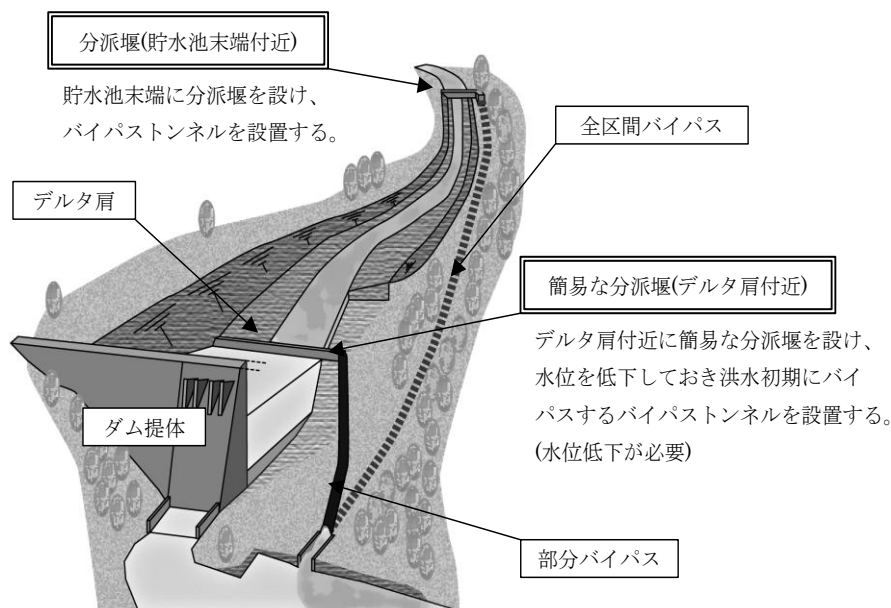


図-5.26 堆砂デルタ肩付近からの部分区間バイパスのイメージ

ところで 2004 年の洪水対応において、共同運用する利水事業者の理解を得て利水容量内の貯留量を事前に放流し、洪水調節に使用する事例がみられた。既設ダムの緊急的な有効活用の一環とみられる。

近年、レーダー雨量計により雨雲の移動が把握できるようになったこと及び台風の進路予測の精度が向上したことなど降雨予測技術の一定の進展が見られたことから、ダムが持つ洪水調節機能をより効果的に発揮させるために、洪水の発生前に利水容量内の一部の貯留量を放流し、洪水調節容量を計画以上に確保する検討が始められている。これは計画的に行う予備放流と区別して事前放流と呼ばれている<sup>35)</sup>。

事前放流は貯水位を事前に低下させるものであり、洪水時の部分区間土砂バイパスやスルーシングなど土砂ルーティングの実現の幅を広く与えられるものとして期待できる。

## (2) 貯水位を完全に低下することが可能な場合

### a) 多目的ダムの洪水予測型土砂スルーシングと洪水期土砂スルーシング

多目的ダムであっても洪水予測技術の進歩を前提とすれば、洪水が流入する直前に洪水期制限水位から自然河道の状態にまで貯水位を下げ、流入土砂を通過させることも考えられなくはない。Morris ら<sup>36)</sup>は貯水位を洪水前に低下させることによって、SS 濃度が高い洪水上昇時に、流入土砂を通過させ、立ちあがり時よりも浮遊物質の濃度が低い洪水低減時に、満水にする操作方法を紹介している。

この方式では洪水期の間、洪水が予測されるまでは貯水池は通常どおり貯水しているが、天気予報を定期的にチェックし大規模流入をもたらす可能性のある気象条件を予測し、ダム流入量のリアルタイム情報をもとに操作する。この技術は、水文学的に小規模な貯水池（土砂堆積によって水文学的に小規模になった貯水池も含む）に対して広く適用できる可能性があると考えられる。観測器機、テレメータ、コンピュータ解析技術の進歩によって、洪水予測に基づく浮遊土砂のルーティングに向けたリアルタイムの水文予測システムに必要なツールが得られるようになった。

しかし、現実には洪水のたびに貯水位を低下させることには障害が多い。正確な洪水予測が何時間前に可能か、その段階で貯水量を放流設備により放流することは可能か、その過程で流出土砂は下流河川環境にどのような影響を与えるか。また、堆砂問題が未ださしめまった段階となっていない場合にはダムの共同利用者である利水事業のデメリットと貯水位回復に対するリスク等の問題もある。この言わば究極の方法の導入には今しばらく時間を要するものと思われる。

一方、事前に定められた洪水期に貯水位を下げ、スルーシングする方法が台湾では用いられている<sup>27)</sup>。わが国でも適用できる可能性は高いが、貯水位を下げる過程で土砂流出が下流河川環境へ及ぼす影響に注意を要する。非洪水期には貯水し、利水運用される。

台湾の尖山埤ダムは流域面積 10.3km<sup>2</sup>、総貯水容量 7×10<sup>3</sup>m<sup>3</sup> の工業用水を主目的とする利水ダムとして 1938 年に竣工した。その直後より堆砂が急速に進行したため、1942 年の嵩上げを経て取水塔形式の排砂トンネルが 1955 年に設置された。このダムでは台湾の洪水期の前半に相当する 5 月から 7 月中旬までは貯水位を低位に維持して、流入水はこの排砂トンネルを通じて放流される運用がされている。また、11 月から 4 月の間は用水補給による貯水位低下操作がされている。

この結果、1955 年以降の堆砂の進行は劇的に抑制された。なお、貯水位を低位に維持する期間の利水量を確保するために 1960 年には別の河川からポンプ取水が行われている。

また、角<sup>27)</sup>の報告によれば、同じく台湾の洪水調節、農業用水他を目的とする多目的ダムである阿公店ダム（1952 年竣工、流域面積 31.9km<sup>2</sup>、総貯水容量 20.5×10<sup>3</sup>m<sup>3</sup>）でも堆砂の進行のため 1993 年に堆積土砂の掘削除去と排砂管設置を核とする再開発計画が立案された。この計画によれば既設の朝顔型トンネル洪水吐の流入部を 7.5m 低下させ、自由越流による底部放流管方式の排砂管に改造するとのことである。改造後は尖山埤ダムと同様に洪水期に貯水位を低位に維持し、この排砂管により土砂を通過させることが検討されている（図-5.27）。

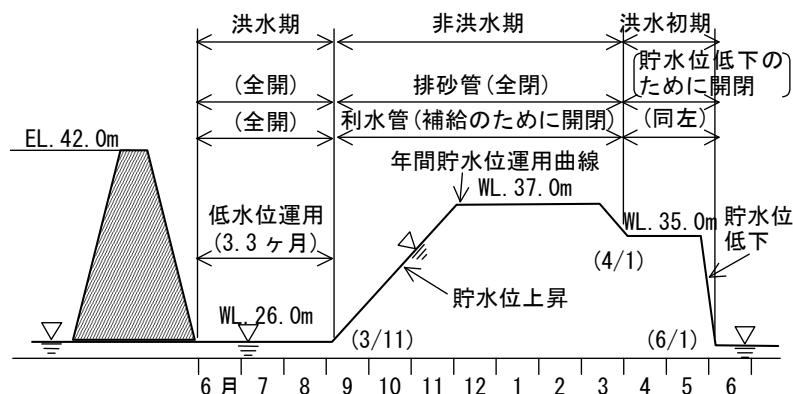


図-5.27 阿公店ダムの洪水期のスルーシングを含む通年貯水池運用計画図<sup>27)</sup>

#### b) 本川河道の洪水調節専用ダムと支川に河道外貯留方式の利水ダム

洪水期土砂スルーシングでは洪水期前の人為的水位低下時にフラッシング排砂の状態になり、河川流量も少ないため高濃度 SS 等により下流河川環境上問題が生ずることがあり得る。

このため、図-5.28 に示すように、本川河道に洪水調節専用の治水ダムを設け、支川に河道外貯留方式の利水ダムを設け、分離型多目的施設とすることが考えられる。

洪水調節専用の治水ダムでは年間を通じて貯水位を下げ、自然河道の状態にしておき、洪水は自然調節とし、土砂はスルーシングさせる。一方、流水の正常な機能維持及び利水には支川の利水ダムを河道外貯留方式とし、通年貯水して利用する。河道外貯留は Morris ら<sup>36)</sup>の指摘する図-5.21 に示す土砂ルーティング戦略の第3の方法である。

河道外貯留のための貯水池を設ける支川は本川と比べるとかなり少ない流出土

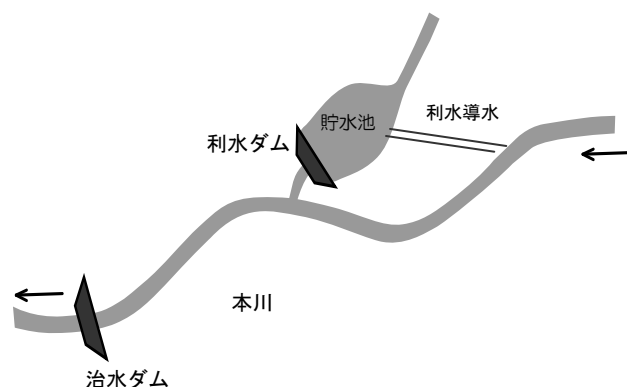


図-5.28 本川に通年土砂スルーシング型の治水専用ダムを設け、支川に流水の正常な機能維持と利水機能を持つダムを設けた多目的ダムのイメージ

砂の河川であることなど、設置に都合の良い条件の支川を選ぶことが可能である。また、この方式では支川貯水池への導水が必要になる。貯水池堆砂が減ることによって、将来の維持コスト（浚渫など）の削減など、従来形式の貯水池と比較してライフサイクルコストも圧縮できる。この点については次節で論ずる。

洪水調節専用ダムの土砂スルーシング方式としては、島根県を流れる益田川に建設されている流域面積 87.6km<sup>2</sup>、総貯水容量 6.75×10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>の益田川ダムで採用されている。このダムは 1983 年の豪雨災害を契機に洪水調節専用ダムに計画が見直されたもので、不特定用水補給機能は上流農業用ダムに移した上でなお洪水調節容量を確保するために堆砂容量を縮小することが必要であり、積極的に土砂を通過させることが計画された。

益田川ダムの洪水調節は自然調節方式が採用されており、図-5.29 に示すように元の河床高に設けられたゲートのない放流管（常用洪水吐）により土砂を含む洪水が放流される。頂部には非常用洪水吐が設けられている。ここでは洪水とともに流入する土砂は河道の状態にある間は流水の掃流力により通過する。洪水を調節した後の貯水位が自然低下する時にも洪水調節中に堆積した土砂の相当部分は排砂される。

ここでは、ダム流域平均 260m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/年、年間 19.5×10<sup>3</sup>m<sup>3</sup>の土砂が流入するとして、1次元河床変動計算が既往の実績洪水の組み合わせで流入土砂量が 100 年間相当分流入するまで行なわれ、得られた河床形状を初期条件として洪水調節対象洪水を流下させ、最高貯水位時の堆砂形状をもって計画堆砂容量 250×10<sup>3</sup>m<sup>3</sup>が設定された。放流管（常用洪水吐）及びその周辺部は磨耗・損傷対策が行なわれている<sup>37)</sup>。

この方式ではダム貯水池は通年にわたりほとんど自然河道の状態となり洪水調節時のみ貯水池が形成される。このため、ダム貯水池による流水、土砂、物質、魚類などの水生生物の移動障害は最少限に抑えられるが、放流管（常用洪水吐）及び減勢工によるそれらの移動障害は依然残る。

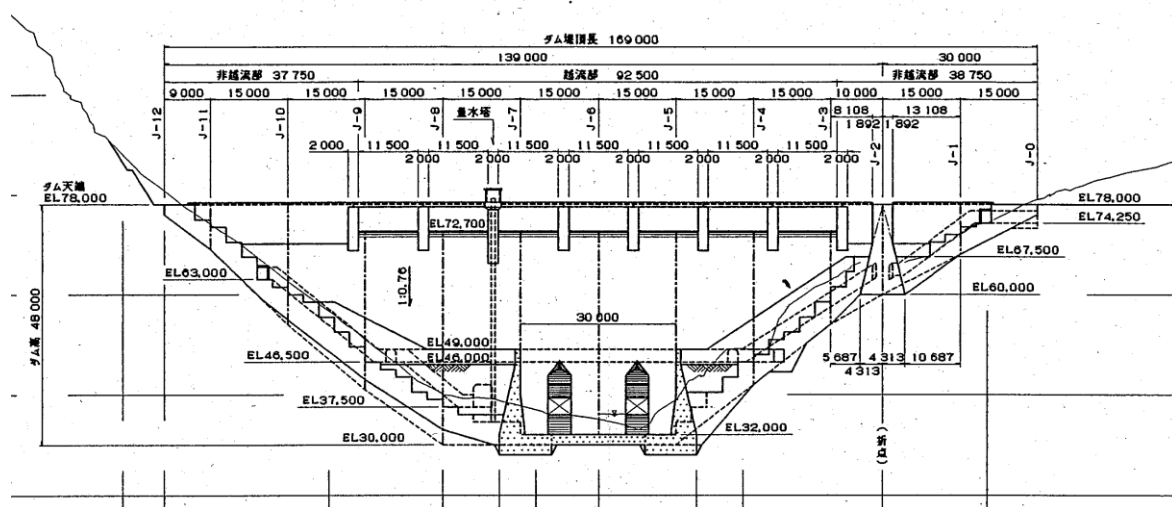


図-5.29 益田川ダムの元河床の高さに設置した低位洪水放流設備（島根県提供）



今後、この方式によるダムこれらの施設設計及び環境影響に対する詳細な議論が進められよう。

一方、支川等への河道外貯留の例わが国では農業用ため池などには見られるが、水力発電などダム貯水池を中心とする水運用にあつては小支川から大支川もしくは本川に集水する例が多い。そのなかで自然の地形を利用してバイパスなどで本川から洪水流路を分派し、本川を河道外貯留池に近い形で利用している利水ダムとして既に述べた旭ダム、布引ダムの例がある。ここではさらに大井川田代ダム（東京電力（株）、1927 年）<sup>38)</sup>の例を述べる。

東京電力は大井川上流二軒小屋付近から取水後山梨県側の富士川水系に分水し、田代川第一発電所（出力 6,800kW）および同第二発電所（出力 21,000kW）による発電を 1927 年開始した。

その取水口は図-5.30 に示す大井川が大きく U 字形に曲がったところに設けられた田代ダムの上流左岸である。この貯水池の堆砂対策のため U の字形の両端にそれぞれ堰堤（下流側が田代ダム）を設けその間を調整池とするとともに、上流側堰堤上流河道から田代ダム下流河道との間の尾根を開削して洪水路とした。上流側堰堤の調整池への取入口には角落とし装置が設けられ水位の上昇に応じて取入敷を高め、砂礫が入らないようにしている。

洪水路には大井川の流水を調整池に取り入れるのに適する水面を保つためのコンクリート固定堰部と洪水時の排水と排砂の為の可動堰部が設けられた。この洪水路は全洪水量を約 21m 下方に落下させる。下流側構造物のコンクリートの損耗を防ぐため水の激突する部分に厚さ 8mm の鉄板が張られている。

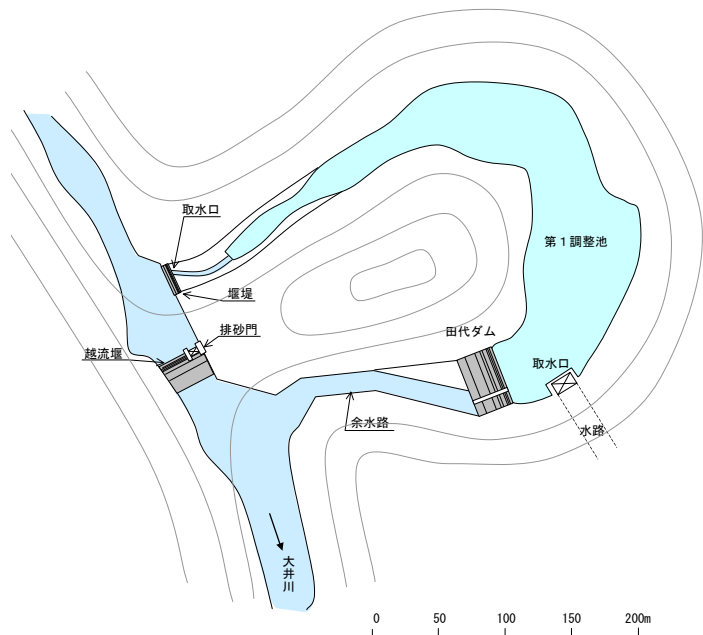


図-5.30 大井川田代ダムの洪水路と本川を利用した河道外調節池

#### 5.5.4 堆砂対策から見たダム事業のライフサイクルコスト比較<sup>39)</sup>

##### (1) 治水利水分離型多目的ダム事業の概念

現在、我が国の“多目的”ダム事業は、1つのダムおよびその貯水池で治水と利水の目的を同時に達成する。一般に多目的ダムでは、ダム貯水池は常時貯留されているため、洪水調節専用ダムに比べ堆砂の進行が速く、貯水容量維持に多大の土砂管理対策費が必要となる。土砂管理コスト軽減の観点からは、5.5.2(2)b)で洪水調節専用ダムを本川に、堆砂対策は従来型の利水専用ダムを支川にそれぞれ分離して設置する（図-5.28）ことが考えられることは述べた。

著者ら<sup>39)</sup>は、これらの得失を明らかにするため、従来の多目的ダムの形式である集中型ダム事業と治水目的と利水目的を分離した分離型ダム事業を一般的なモデルで表現し、ライフサイクルコストの観点から比較検討を行っている。その方法論は今後、洪水バイパスなどにも拡張可能であり、かつ、治水専用ダムと河道外貯留への分化が堆砂対策上好ましい姿である条件を明らかにしていくものである。

## (2) ダム事業のモデル化とライフサイクルコスト

### a) ダム事業費算出のためのダム形状のモデル化

#### ①貯水池形状

図-5.31 に示す三角錐形状の貯水池モデルを考える。  
水深を  $h$  (m)、山地勾配を  $J$ 、河道勾配を  $K$  とすると、

同図より、貯水池容量は  $V_R = \frac{h^3}{3JK}$  (m<sup>3</sup>)、

水深は  $h = (3JKV_R)^{1/3}$  (m)、

湛水面積は  $AR = \left( \frac{9V_R^2}{JK} \right)^{1/3}$  (m<sup>2</sup>) となる。

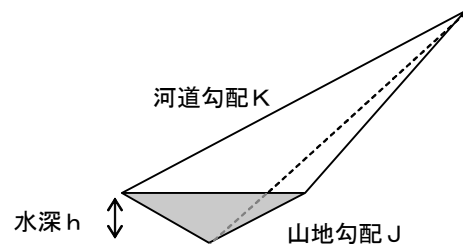


図-5.31 貯水池モデル

#### ②貯水容量

治水、利水一体型の多目的ダムの総貯水容量を  $V_R$  (m<sup>3</sup>)、治水容量を  $V_F$  (m<sup>3</sup>)、利水容量を  $V_W$  (m<sup>3</sup>)、計画堆砂容量を  $V_s$  (m<sup>3</sup>)、比堆砂量を  $q_s$  (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/年)、流域面積を  $A$  (km<sup>2</sup>) と表す。

治水、利水分離型の治水専用ダムの総貯水容量を  $V_R(1)$  (m<sup>3</sup>) と表す。治水専用ダムは多目的ダムと同じ本川に設置する。洪水吐きを河床に設置することにより、堆砂抑制効果が期待出来るため、多目的ダムに対して  $R_{CS}$  倍の堆砂量を見込む ( $R_{CS} \leq 1.0$ ) と堆砂容量は  $100q_s AR_{CS}$  (m<sup>3</sup>) と表すことができる。同じく利水専用ダムの総貯水容量を  $V_R(2)$  (m<sup>3</sup>) と表す。利水専用ダムは支川に設置する。その比堆砂量を  $q'_s$  (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/年)、流域面積を  $A'$  (km<sup>2</sup>) とする。総貯水容量は次式で表せる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{治水, 利水一体型 多目的ダム} : V_R = V_F + V_W + 100q_s A \\ \text{治水, 利水分離型 治水専用ダム} : V_R(1) = V_F + 100q_s AR_{CS} \\ \text{利水専用ダム} : V_R(2) = V_W + 100q'_s A' \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5.16)$$

#### ③ダム堤体積

総貯水容量  $V_R$  (m<sup>3</sup>) に対する水深  $h$  を (m) をダム高さとし、堤体積をダム高の 2 次関数と仮定すると堤体積  $V_D$  (m<sup>3</sup>) は次式で表せる。

$$V_D = (a + bh)h \quad (a, b \text{ は定数}) \dots\dots\dots (5.17)$$

我が国の直轄ダムを対象に、ダム高  $h$  と堤体積  $V_D$  の関係を調査した結果<sup>39)</sup>によると、我が国のダムの標準は、 $a=-2000$ ,  $b=100$  程度である。

### b) 初期投資額(Initial cost)

#### ①ダム工事費 (本工事費, 付帯工事費)

ダム本体の工事費として、堤体コンクリートの単位体積あたりの工事費  $C_D$  (円/m<sup>3</sup>) をパラメー

タとする。ダム工事費は、 $C_D V_D$  (円) となる。

分離型ダム事業の場合には、導水施設が必要となる。ここでは、導水距離  $L_T$  (m) に対して単位長さ当たりの導水トンネル工事費を  $C_T$  (円/m) とし、導水施設費用は  $L_T C_T$  (円) とする。

## ②用地および補償費

ダム貯水池内の  $1\text{km}^2$  当たりの水没家屋数を  $N_H$  (戸/ $\text{km}^2$ )、家屋一戸当たりの補償費を  $C_H$  (円/戸)、また、 $1\text{m}^2$  当たりの用地費  $C_L$  (円/ $\text{m}^2$ ) とする。任意の水没面積  $A_R$  ( $\text{km}^2$ ) に対する用地及び補償費は、 $A_R (N_H C_H + 10^6 C_L)$  (円) となる。

## ③事業費

我が国の直轄ダムの堤体積～事業費の

関係を図-5.32 に示す。ここで白マル印は事業費を表すが  $C_D$  の補助線は工事費を表すことに留意してほしい。ダム工事費単価を 80,000 円/ $\text{m}^3$  とし、工事関係間接経費をその 30%, 工事諸費を工事費、用地及び補償費並びに間接費の 20% と見込む。

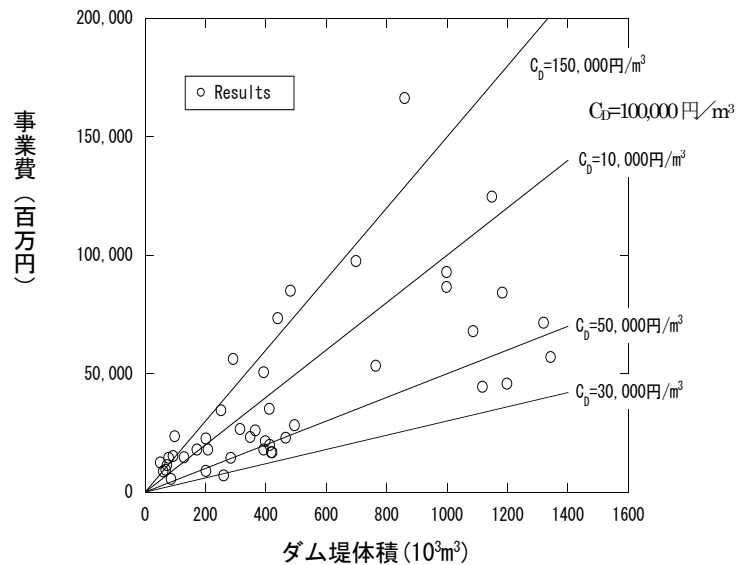


図-5.32 国直轄ダムの堤体積と事業費の関係<sup>39)</sup>

## c) 維持管理費 (Running cost)

### ①土砂管理費

堆積土砂対策としては、掘削・浚渫、貯砂ダム、排砂バイパス、およびフラッシング排砂等が考えられる。ここでは、一般的な土砂対策手法として、掘削・浚渫後、ダンプトラック運搬することを想定する。運搬距離  $T_L$  (km) に対する単位体積当たりの土砂処理コスト  $C_S$  (円/ $\text{m}^3$ ) は、下式のように表せる。

$$C_S = p \cdot T_L + q \dots\dots\dots (5.18)$$

ここに、 $p$  : 運搬距離に対する単位体積当たりの処理コスト増加率のパラメータ、 $q$  : 運搬距離がゼロの場合における処理コストである。

土砂対策は、ダム完成の  $N$  年後から実施するものとし、 $R_{CS}'$  を生産土砂量に対して土砂対策が必要となる割合とする。これより、対象土砂量は  $q_s AR_{CS}'$  となる (治水専用ダムの場合、土砂対策は不要と考えて  $R_{CS}' = 0$ )。よって、年間の土砂管理費は、ダムの完成  $N$  年後以降に、年間  $q_s AR_{CS}' (p \cdot T_L + q)$  (円) 発生する。

### ②管理設備費

堤体の単位体積当たり ( $\text{m}^3$ ) の年間管理設備費を  $C_{CE}$  (円/ $\text{m}^3$ ) とする

### ③その他維持管理費

工事箇所 1 箇所につき、 $C_{PE}$  (円/箇所) の費用が発生するものとする (分離型は 2 箇所必要)。

d) トータルコスト (Total Cost) とライフサイクルコスト

以上より，ある必要貯水池容量に対する  $T$  年経過時のトータルコスト  $TC$  (円) は(5.19)式のとおりである．ここでは(5.19)式に表-5.6 の値を用いている．なお，現在価値化に用いる割引率は，山上ら<sup>40)</sup>の成果より 2%とする．ダムの最終状態にはさらに撤去する費用およびそれに伴う環境対策費用が必要になる．この段階は未だ分析の経験がないためトータルコストをもってライフサイクルコストに読み替えることにする．

$$TC = 1.2 \left[ 1.3 \left[ C_D \left\{ a + b(3JKV_R)^{1/3} \right\} (3JKV_R)^{1/3} + L_T C_T \right] + \left( \frac{9V_R^2}{JK} \right)^{1/3} \left( N_H C_H + 10^6 C_L \right) \right] \\ + \sum_{t=1}^T \left[ \frac{\left| q_s A R_{CS}' (p \cdot T_L + q) \right|_{N\text{年以降}}}{(1+0.02)^t} + \frac{C_{WP} V_W + C_{CE} \left( a + b(3JKV_R)^{1/3} \right) (3JKV_R)^{1/3} + C_{PE}}{(1+0.02)^t} \right] \dots\dots\dots (5.19)$$

表-5.6 想定するダム事業

	一体型 ダム事業	分離型ダム事	
		[本川] 治水専用 ダム	[支川] 利水専用 ダム
山地勾配 $J$	1/3	1/3	1/2
河道勾配 $K$	1/100	1/100	1/50
堆砂抑制係数 $R_{CS}$	1.0	0.3	1.0
堤体積係数 $a$	-2000	-2000	-2000
堤体積係数 $b$	100	100	100
ダム工事費単価 $C_D$ (円/㎡)	80,000	80,000	80,000
単価割合 $R_{CI}$	1.0	1.0	0.75
導水距離 $L_T$ (m)	—	—	500
導水施設単価 $C_T$ (円/m)	—	—	700,000
1km <sup>2</sup> 当たりの水没家屋 数 $N_H$ (戸/km <sup>2</sup> )	200	200	200
一軒当たりの補償費 $C_H$ (千円/戸)	30,000	30,000	30,000
1m <sup>2</sup> 当たりの用地費 $C_L$ (円/㎡)	5,000	5,000	5,000
土砂対策抑制係数 $R_{CS}'$ ( $R_{CS}$ とは異なる)	1.0	0.0	1.0
土砂処理パラメータ $p$	75	75	75
土砂処理パラメータ $q$	3000	3000	3000
土砂運搬距離 $T_L$ (km)	40	40	40
水質保全単価 $C_{WP}$ (円/㎡/年)	7	7	7
管理設備単価 $C_{CE}$ (円/㎡/年)	600	400	400
その他維持管理費 $C_{PE}$ (千円/箇所/年)	100,000	100,000	100,000

### (3) 貯水池寿命，経過年数とトータルコスト比を用いた整理

貯水池に流入する土砂量に関する指標として次式を用いる．

$$\text{貯水池寿命} = CAP/MAS \dots\dots\dots (5.20)$$

ここに  $CAP$  : 総貯水容量，  $MAS$  : 平均年間土砂流入量である．

一体型事業の  $CAP/MAS$  は次式のとおりととなる．

$$\frac{CAP}{MAS} = \frac{\text{総貯水容量}}{\text{年間流入土砂量}} = \frac{V_F + V_W + 100q_s A}{q_s A} \dots\dots\dots (5.21)$$

一体型ダム事業と分離型ダム事業のトータルコストの比較には，経過年数 1 年，100 年，200 年における両事業のコスト比  $TC_D/TC_C$  ( $TC_D$  : 分離型事業トータルコスト，  $TC_C$  : 集中型事業トータルコスト) を用いた．任意の貯水池寿命  $CAP/MAS$  と経過年  $T$  年に対する  $TC_D/TC_C$  の値をコンターラインにして図-5.33 に示す ( $TC_D/TC_C < 1.0$  の領域で分離型事業が有利となる) ．

これによると，貯水池寿命  $CAP/MAS$  が 300 年程度のダム事業であれば，経過年に支配されず集中型事業の方が有利であるが，それ以下であれば経過年とともに分離型が有利になる．一方，経過年ごとに，  $CAP/MAS = 150 \sim 200$  年程度の範囲に  $TC_D/TC_C = 1.0$  の境界がみられる．

これらの検討結果を以下のようにまとめることができる．

- ①貯水池寿命  $CAP/MAS$  が 170 年程度以下のダム計画の場合，建設初期の段階から分離型ダム事業が有利となる可能性がある．
- ②貯水池寿命  $CAP/MAS$  が 220 年程度以下のダム計画の場合，ライフサイクルコストの観点より，建設後 100 年程度で分離型ダム事業が有利となる可能性がある．
- ③我が国における多目的ダムにおいて，上記①および②の条件に該当するダム数は，それぞれ，  
① : 24 (9.4%) ， ② : 55 (14.5%) 程度である．

これは，今後，我が国において，多目的ダム事業を計画する際には，分離型ダム事業も視野に入れた検討がなされるべきであることを示唆している．また，今後，既設ダムの再編成を検討する場合に，治水ダムと利水ダムの目的を分離した事業も検討に値するものと考えられる．

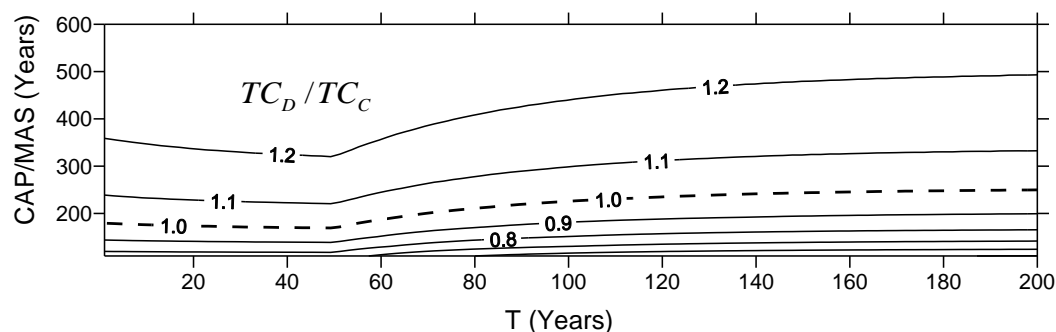


図-5.33 分離型事業と集中型事業のコスト比  $TC_D/TC_C$  のコンター

#### 5.5.5 土砂ルーティングと下流河川環境

土砂ルーティングは河川の特성에 応じた自然の土砂送流形態をある程度保つことができる最も環境の負担の小さい土砂管理手法である<sup>41)</sup>。なぜなら河川が洪水により土砂濃度が高く、土砂の輸送能力のある期間に流出土砂は増大し、また、同時に洪水流に希釈されるので土砂濃度はそれほど大きく上昇はしない。欠点は、大量の貯水を出水期間中に放流しなければならないことである。しかし、このことは、洪水の貯め込みが少ないことであり、ダム下流河川の流況にとっては本来の自然流況に近い状態であることを意味する。

本章では、わが国のダムでこれまで実質上、土砂ルーティングが行われていたものをいくつか見てきた。表むき排砂なり、通砂と言わないのはわが国の文化に根ざすところであろうか。わが国では澄んだ水が特別好まれる。わが国の河川の伝統的な水の色は、洪水時以外は透明であり、常に茶褐色、黒色、白濁色の水の河川ではない。このため貯水池からの濁水放流や特に人為的な排砂には敏感である。土砂バイパスもあえて洪水放水路と呼ばれた。しかし、ひとたび洪水となれば多量の土砂が流出することは知られている。洪水の流出と土砂の流出は一体として見られ、洪水は当然、流出土砂を含むものと捉えられている。

土砂ルーティングの最大の短所である大量の水を放流せねばならないことは、洪水を貯めこむことが少なくなることでもある。堆砂対策として土砂ルーティングを導入することは、ダム下流河川環境からは流況を改善し、河川が本来もっていた自然流況に少し近づくことになる。

また、貯水位の低下は、わが国のため池で古くから行われていた「干し上げ」を思い起こさせる。この「干し上げ」には貯水池における植物プランクトンの発生を遅らせたり、抑制したりする効果があるとの見方もある。

このように土砂ルーティングとそれに伴う貯水位の低下は、ダムが持つ貯水能力を 100%発揮させるのではなく、貯水池の貯水利用と貯水に起因する堆砂対策等に総合的に対応し、下流河川・海岸へ土砂の供給をして行こうというものである。言い換えれば効率追求から持続的な利用への転換を意味する。その結果、貯水池の持続的な利用が可能となり、下流河川環境も土砂環境の面から、少し以前の状態に戻るか、ダム新設の場合ならばそれまでの状態を概ね維持できるとしたら、それは大きな前進と言ってよい。

わが国のこれからのダム貯水池堆砂対策として微細粒土砂（および細粒土砂）に対し土砂ルーティングを導入し、貯水と堆砂対策の折り合いをつけていくことが、堆砂対策のコストと環境の壁を切り開き、持続的な貯水池利用を実現する上で有効な方法になるのではないかと考える。

#### 5.6 結語

本章では流入、堆積土砂量の大半を占める微細粒土砂の貯水池内挙動とその通過促進技術について研究を進めた。

貯水池内に堆積した土砂で最も扱いにくいのは貯水池内下流部に堆積した微細粒土砂である。そこには嫌気分解中の粒状有機物も含まれる。それらを浚渫して除去することは可能ではあるが、建設材料としての利用は期待できず、下流還元のための置土は濁水の原因になる。微細粒土砂対策としては、なるべく水位を低下させずに通過を促進する技術の開発が課題となる。

本章ではまず、微細粒土砂の流砂系における移動特性について、従来得られてきた知見を整理した。その主な結論を要約すると次のとおりである。

- ①SS 濃度の流出のピークは多くの場合、流量の流出ピークより先行する。また、洪水の上昇時には下降時に比べ流入水の SS 濃度は高く、SS 濃度と流量の関係はループを描く場合が多い。美和ダムにおける観測からも顕著なループ特性が見られた。また、数ヶ月の間隔を経て起こる洪水の流入 SS 濃度は、より短期間の間隔で後続する洪水の流入 SS 濃度に比べ大きい。
- ②流入微細粒土砂の貯水池内捕捉もしくは通過には洪水時の回転率が大きく影響する。
- ③中国では濁水密度流排出に熱心に取り組んでいて、濁水密度流の観測及びその特性の把握が進められている。しかし、濁水密度流の成立の要件は複雑である。
- ④天竜川下流部では佐久間ダム貯水池の堆砂量の多くを占める粒径 0.1mm 以下のウォッシュロード成分は下流河道の主要部及び海岸部にはほとんど存在しない。

次に、微細粒土砂の貯水池内での移動特性を鉛直二次元流動モデルにより検討した。検討の対象として美和ダム貯水池を選定した。貯水池の季節ごとの鉛直方向の水温分布及び SS 濃度分布並びに通年の放流水の水温及び SS 濃度の時系列値によりモデルを検証した後、洪水時捕捉率、堆砂形状（沈降量分布）、堆砂量および洪水時の貯水池内 SS 濃度分布を算出した。これによれば、高 SS 濃度洪水流は貯水池の底層を這うように流入し、拡散しつつも比較的高 SS 濃度水塊が貯水池底部沿いに流れていく様子がうかがわれる。ここでは次の事項が明らかになった。

- ①このモデルによる洪水ごとの微細粒土砂の捕捉率については、概ね妥当な値が得られる。
- ②このモデルによる沈降量分布では貯水池内の堆砂量の分布を十分に表現できない。

本研究で用いたモデルは水質解析のために開発されたものであり、微細粒土砂を SS 濃度で表し、貯水池内の通過・捕捉を議論することには十分適用可能である。しかし、ひとたび堆積した土砂が再浮上・再移動する現象についてのモデル化は今後の課題である。

その次に、微細粒土砂を濁水として排出を促進し、捕捉率を低下させる対策が検討された。その結果は次のとおりである。

- ①微細粒土砂を濁水として排出し、捕捉率を低下させ得る要因として洪水時の回転率、常用洪水放流設備の標高、流入水の SS 濃度などが比較的大きい影響をもつ。
- ②片桐ダムのカーテンウォールによる高濃度低層流放流方式は、この規模のダムでは有効な方法である。既設の高標高洪水吐のみを有するダムの微細粒土砂の通過促進対策としてカーテンウォールによる高濃度低層流放流設備への改築は検討する価値はありそうである。
- ③小洪ダムで濁水密度流が観測されている。濁水密度流排出は期待される技術であるが、観測がなかなか困難であることもあり、生起する条件などの解明は今後の課題である。
- ④低位洪水放流設備の排出効果を上記モデルによって算出することを試みた。水位を低下させずに、これまで得られている捕捉率を大幅に低下させることはできない。しかし、低位洪水放流設備の効果が全くないわけではなく、底泥を巻き上げ、SS 濃度を高める技術などと合わせ、今後の堆砂対策への展開につながる可能性がある。

これらの検討を経て、現在のところ、微細粒土砂を、貯水位を低下させずに大量にかつ確実に通過させる適切な技術はなく、洪水吐を可能な限り低位に設けておくとともに洪水バイパスや土

砂スルーシングなど土砂ルーティング技術のなかで対応していくのが現実的であると結論づけた。

この後、わが国のダムで既に土砂ルーティングを活用もしくは検討しているダムの事例及び海外の土砂ルーティングの事例を収集・分析し、ある程度貯水位を低下してスルーシングするなどの土砂ルーティングにより技術展開していくことについて論じた。その主な内容は次のとおりである。土砂ルーティングにより、微細粒土砂の通過はかなり促進されることが考えられる。

- ①1990年に竣工した神戸市布引ダムは、1908年に設置された洪水バイパスを通じた土砂バイパスにより、貯水池（堆砂）寿命を20～30年から500～1000年に延ばし、竣工100年後の現在も活用されている。
- ②別のダムでは洪水期の制限水位をさらに低下させ、堆砂デルタ肩付近から小距離中小洪水バイパスによる土砂バイパスの可能性が検討されている。
- ③大井川の発電ダムでは、洪水対策として予備放流方式により貯水位を低下させ、あわせて土砂を通過させる方式がとられている。
- ④中国長江の三峡ダムや台湾におけるダムのように洪水期に貯水位を一定部分もしくは完全に下げてスルーシングする事例から、微細粒土砂の堆砂の進行が懸念されるダムでは洪水期の運用を見直して、本格的な通砂促進操作を導入することは堆砂対策上効果が大きいと思われる。
- ⑤年間を通じて貯水位は流れる河川の状態、洪水時のみ貯水して洪水を調節し、土砂はスルーシングさせる洪水調節専用ダムの建設が進められている。自然のリズムに近い形態で土砂の多くを通過させる方法であると考えられる。今後、この方式のダムの土砂スルーシング効果とその環境影響緩和効果等について詳しい議論が進められよう。
- ⑥本川に通年土砂スルーシングの治水専用ダムを、支川に河道外貯留方式の利水ダムを設けた分離型多目的ダムと本川でそれらを一体化した多目的ダムとで、堆砂対策を含めたライフサイクルコストを比較した結果、貯水容量に比べ相対的に流出土砂量が多いダムでは分離型事業が長期的には有利になる。

最後に土砂ルーティングとそれに伴う貯水位の低下が貯水池及び下流河川の環境に及ぼす影響・効果についてふれた。土砂ルーティングは河川の特성에応じた自然の土砂流送形態をある程度保つことができること、および通過促進のためにダムに洪水を貯留しないことがダム下流河川にとっては本来の自然流況に近い状態とすることなどから、ダムの下流河川環境への影響を低減し、または回復する効果を有する最も環境の負荷の小さい土砂管理手法であるとした。

## 参考文献

- 1) 藤田光一・宇多高明・服部 敦：水系土砂収支のための「有効粒径集団」の考え方の提案，土木技術資料，37-12，pp. 34-39，1995。
- 2) 芦田和男，高橋 保，道上正規：河川の土砂災害と対策，森北出版，pp. 42-43，1983。
- 3) Morris, G. L. and Fan, J. : Reservoir Sedimentation Handbook, McGraw-Hill, pp. 13. 1-13. 3. 1997。
- 4) 前出 2)，pp. 51-52。
- 5) 建設省中部地方建設局河川部河川計画課：水系における土砂動態と流出土砂の管理に関する検



- 討（改訂版），pp.102-106，1983.
- 6) 岡野眞久，梅田信，田中則和，横森源治：洪水時におけるダム貯水池流入微細粒土砂の挙動把握と貯水池堆砂管理への応用，土木学会河川技術論文集，第9，pp.73-78，2003.
  - 7) 玉井信行：密度流の水理，pp.149-151，技報堂出版，1980.
  - 8) 安芸周一，白砂孝夫：貯水池の流動形態と水質，第18回水理講演会論文集，pp.187-192，1974.
  - 9) 柏井条介：ダム貯水池における細粒成分の捕捉率に関する一考察，ダム技術 No.181，pp.21-28 2001.
  - 10) ICOLD(Committee on Sedimentation of Reservoirs)：Dealing with Reservoir Sedimentation -Guidelines and case studies-，pp.35-45，Bulletin 115，1999.
  - 11) 前出3)，pp.14.1-14.29.
  - 12) 岡野眞久，安田佳哉，森 耕司：天竜川中流部のダム貯水池群が流砂系に及ぼす影響について，平成15年度ダム水源地環境技術研究所所報，pp.26-37，2004.
  - 13) Kent W.Thronton, Bruce L.Kimmel, Forrest E.Payne 編，村上哲生，林裕美子，奥田節夫，西条八束監訳：ダム湖の陸水学，pp.37-38，生物研究社，2004.
  - 14) 梅田 信，岡野眞久，東海林 光：一次元多層流モデルを用いた微細土砂の貯水池内挙動解析，水工学論文集，第48巻，pp.1369-1374，2004.
  - 15) 桜井寿之，柏井条介，大黒真希：日本の多目的ダムにおける微細粒子土砂の捕捉と堆積，大ダム，No.181，pp.30-40，2002.
  - 16) 今城貴弘，角 哲也：ダム貯水池における微細土砂の流動とその制御方策に関する基礎的研究，第57回土木学会年次講演会講演集Ⅱ-141，2002.
  - 17) 柏井条介，桜井寿之：貯水池機能の保全設備－濁水長期化対策－，ダム技術 No.214，pp.12-26，2004.
  - 18) 松尾直規，山田正人，宗宮 功：貯水池上流端における流動特性と淡水赤潮現象との関係，水工学論文集，第40巻，pp.575-581，1996.
  - 19) 梅田 信，富岡誠司：ダム貯水池における洪水時微細土砂の流下過程について，河川技術論文集，第9巻，pp.359-364，2003.
  - 20) 岡野眞久，金村英敏，梅田 信：微細粒土砂の貯水池内堆砂対策検討への一方向多層流モデルの適用，平成14年度ダム水源地環境技術研究所所報，pp.38-45，2003.
  - 21) 角 哲也，高田康史，岡野眞久：ダム貯水池における洪水時の微細土砂流動特性と捕捉率に関する考察，河川技術論文集，第9巻，pp.353-358，2003.
  - 22) 建設省 土木研究所ダム部水資源開発研究室：貯水池の冷濁水ならびに富栄養化現象の数値解析モデル（その2），土木研究所資料第2443号，1987
  - 23) 新井田有二：ダム貯水池の堆砂対策について，大ダム No.132，pp.69-81，1990.
  - 24) 塚原千明・角 哲也・宮井貴大・柏井条介：カーテンウォール付常用洪水吐きの土砂放流特性，土木技術資料40-11，pp.56-61，1998.
  - 25) 前出6).
  - 26) 地球工学研究会：中国三峡ダム・山門峡ダム・小浪底ダム視察報告，地球工学研究会会報，No.16，

1999年2月.

- 27) 角 哲也：台湾における貯水池土砂管理，ダム技術 No. 159, pp. 41-52, 1999.
- 28) 中部電力株式会社静岡支店大井川電力センター：大井川一流域の文化と電力，p. 567, 2001.
- 29) 鈴木廣行：赤石ダムの設計と施工，ダム日本 No. 546, pp. 63-79, (財) 日本ダム協会, 1990.
- 30) (財) ダム技術センター編集・発行：多目的ダムの建設，第7巻管理編, pp. 106-130, 2005.
- 31) 角 哲也，高田康史，岡野眞久：バイパス設置による貯水池土砂管理効果の定量的把握，河川技術論文集，第10巻, pp. 197-202, 2004.
- 31) 神戸市水道局：神戸市水道七十年史, pp. 117-119, 1973.
- 32) 前出3), pp. 13. 3-13. 6.
- 33) 前田建設工業（株）：三峡ダム工事概要，2004年3月版.
- 34) 深谷壽久，久津見生哲，辻本哲郎：矢作ダム土砂管理の課題と対策案の検討，土木学会河川技術論文集第11巻, pp. 267-272, 2005.
- 35) 岡村幸弘：機能の向上も視野に新たなダム管理，季刊 河川レビュー, VOL. 34, NO. 131, pp. 62-69, 新公論社, AUTUMN, 2005.
- 36) 前出3), pp. 13. 10-13. 15.
- 37) 柏井条介：洪水調節ダムのフラッシング操作と施設，貯水池土砂管理国際シンポジウム，ワークショップ論文集, pp. 47-55, 2000.
- 38) 中部電力株式会社静岡支店大井川電力センター：大井川一流域の文化と電力，pp. 486-487, 2001.
- 39) 角 哲也，高田康史，岡野眞久：土砂管理の軽減を目的とした治水利水分離型ダム事業のライフサイクルコストに関する研究，河川技術論文集，第10巻, pp. 209-214, 2004.
- 40) 山上裕也，松下博通，佐川康貴，上村祐二：ライフサイクルコスト（LCC）試算で用いられる割引率に関する検討，土木学会第58回年学術講演会, pp. 61-62, 2004.
- 41) 前出3), pp. 13. 7-13. 10.

## 第6章 結 論

以上、本研究においては、ダム貯水池の堆砂対策として流す貯水池土砂管理の進展に資することを主な目的として、著者がこれまで関与したダム貯水池流砂技術の堆砂対策への適用に関する一連の研究について論述した。以下、各章の内容と本研究で得られた主要な成果と今後の課題を要約するとともに各ダム貯水池流砂技術の関連性にも論及して結論とする。

**第1章**では本研究の背景と目的を明らかにした。

まず、本研究を進める前提として、貯水池を持続的に利用していくことの必要性を述べた。我々人類は河川水を貯留することができるダムの建設を重ね、高い生産力を有し洪水に対しても安全な国土とすることができるようになった。今後の社会の動向から、ダム貯水池の持続的な機能維持の必要性はますます高くなっている。

次いで、本研究を進める必要性の背景として、堆砂がダム貯水池の持続的な利用に対し、最大の障害になっていることを指摘した。ダム貯水池利用が物理的に持続可能であることのみならず、下流河川・海岸環境へ及ぼす影響も緩和し、さらにはダム技術とその効用に対し社会から持続的な支持を得ていくためには堆砂対策技術の確立は重要な課題の1つとなっている。この貯水池堆砂対策技術は、水は貯めたいが同時に流入してくる土砂や諸物質は貯めたくないという相反した事象に対応する技術である。その上、低コストで下流河川環境にも大きな負荷を与えない技術として実現しなければならないという困難な課題を持っている。

この課題に近年、わが国のダムによりやくフラッシング排砂と土砂バイパスの2つの技術が導入された。いわゆる流す堆砂対策の始まりである。両者とも貯水池堆砂対策に大きな効果をもたらすものであるが、大規模な土砂流入に悩むダムで大量の水が使えること、もしくは多くの費用を負担できることを必要条件とする特別な技術であるように著者には感じられる。

著者はこれに対し、貯水池堆砂対策技術の裾野を広げ一般化をはかるには、より小規模な土砂流入量を対象とし、低コストで環境負荷の制御がしやすく、多くのダムに適用できる手法の開発が、必要であると考えた。

そして、それにはなるべく自然に近い形で土砂を下流に「流す貯水池土砂管理のための技術の進展」が求められているとした。これが本研究の目的である。そして、その技術展開の当面の方向を、「比較的小規模な土砂量を対象として、なるべく貯水位を下げずに、流水が持つ自然のエネルギーとリズムにより、洪水時に下流河川に流下させ、土砂の流入・堆積の状況に応じて段階的に流砂設備を拡充できる方式の確立」とした。この中核になるのが「ダム貯水池流砂技術」であり、ダム貯水池堆砂対策にそれらの技術を適用していくことが本研究の主たるテーマである。

**第2章**では、これからの堆砂対策のあり方として「粒径集団別土砂管理」の枠組みを示した。それに先立ち、まず、従来から行われてきた「堆砂量管理（ダム貯水池の計画堆砂量の設定と堆砂量のモニタリング）」がどのような経緯で行われるようになったかを明らかにした。

一方、貯水池堆砂量のモニタリング結果によれば堆砂量の計画見通しと実績堆砂量の乖離が大

きいダムがある。その4つの原因の1つ「参考とした近傍類似ダムと当該ダム貯水池の細粒土砂の捕捉特性の見積もりの乖離」は、貯水池捕捉特性に基づく微細粒土砂の通過量を考慮せずに堆砂実績量を論じていたことを類推させた。その解決方法として実績堆砂量から流入土砂量を推算し、堆砂量を貯水池の堆砂状況の変化に応じて類推する方法に変える必要があることとした。

次に、貯砂ダムによる粗粒土砂の捕捉と搬出及び洪水バイパスによる微細粒土砂のダム下流への迂回などが既に進められている天竜川水系美和ダム（国土交通省、1959年竣工）の再開発事業における土砂管理計画（1990年に策定）の事例から、粒径集団別土砂管理計画内容を分析した。

以上をもとに、粒径集団別流入土砂に基づき計画対象土砂量を設定し、粒径集団に応じた貯水池流砂技術を適用し、また、貯水池の状況に応じて流砂設備を段階的に拡充していく貯水池土砂管理計画について論じた。

ここでは、流入土砂を全量が捕捉される「粗粒土砂」と一部は通過し残る部分が捕捉される「微細粒土砂」に大別し、さらに貯水池に捕捉されるそれぞれの粒径集団の土砂のうち、通常の貯水位運用により移動する「細粒土砂」を加えて3分類した。各粒径集団に応じ、次の貯水池流砂技術を組み合わせて堆積、流下、通過を制御する粒径集団別土砂管理を提示した。

- ①粗粒土砂は貯砂ダムを設置し、掘削・搬出し、「有効利用」から「下流河川還元」へ展開する。
- ②細粒土砂は「浚渫・搬出し、有効利用」から、「なるべく貯水池内を流下させ、堆積が集中するまたはさせる区域で、水圧吸引土砂排除システムなどにより下流河川へ排出」へ展開する。
- ③微細粒土砂は「低位洪水吐」により洪水流とともに通過させる。操作方法を検討し「濁水密度流排出」に展開を図る。

以上の3つの手法の組み合わせを作業仮説として、本研究の主たるテーマである粒径集団別貯水池流砂技術の適用に関する研究の導入とした。これらの3手法の適用と展開についてそれぞれ第3章、第4章及び第5章で検討を進めた。

以上は主として貯水池土砂管理の立場である。流砂系の管理の観点からはダム下流河川の必要土砂量や受け入れ可能土砂量の設定がされるべきであろう。しかし、設定のための議論はようやく始まったばかりである。当面は当該貯水池の保全上、貯水池が捕捉する土砂の一部を下流へ流すことにより、ダムによる流砂捕捉の影響緩和措置として行なうことで十分であろう。

ここではこれらの堆砂対策の実施に伴う下流河川環境への影響もしくは効果に対する考え方を例示したが、影響に対する知見の蓄積が進んでいない現状では、「堆積後、なるべく期間を置かず、自然の流出に近い形態で洪水とともに流す」ことを原則にすべきであろう。そして、あらかじめ土砂を流下させることによる影響を想定し、「試験しながらモニタリングし、検証し、堆砂対策の技術的發展につなげる」順応的管理として進めざるを得ないことを述べた。

各粒径集団に応じた貯水池流砂技術の適用にともなう下流河川環境への影響もしくは効果についてはそれぞれの章でふれることにした。

**第3章**においては流入土砂のうち主として粗粒土砂の管理について論じた。

わが国の多くのダム貯水池では堆砂の影響が貯水池上流端部に現れるのがもっとも早い。そこは貯水池堆砂デルタと呼ばれ、河床には粗粒土砂が多くを占める。第3章ではこの領域における

堆砂排除について、わが国のダム全体の動きとダム貯水池堆砂問題の象徴的存在でもある天竜川佐久間ダム（電源開発㈱、1956年竣工）および同秋葉ダム（電源開発㈱、1958年竣工）の取り組みを事例に、粗粒土砂の堆積挙動と掘削・浚渫土砂のダム下流河川土砂還元について検討を行なった。下流河川土砂還元は貯水池内堆砂を掘削又は浚渫により搬出し、ダム下流河道に仮置きし、出水とともに下流に流下させるもので、還元する土砂量とその粒径および還元位置をかなり自由に選択できることに大きな特徴を有する技術である。

本章では、まず、天竜川佐久間ダム貯水池の堆砂の進行とその下流秋葉ダム下流河川の河床変動を事例にそれらの実態を分析した。それによれば佐久間ダム貯水池上流端の河床上昇と河床材料の粗粒化、全般的な下流河床の低下と砂利採取の動向等との関係などの問題が浮き彫りになった。また佐久間ダム貯水池内、天竜川河道部、天竜川河口周辺海岸部と領域ごとに存在する河床材料の主な粒径集団の構成が異なることに大きな特徴があることがわかった。

次に、佐久間ダムを含め、比較的多くのダムで行われている、貯砂ダムの設置と掘削・浚渫による排除についての実態を整理した。佐久間ダムではこれまで堆砂排除に多くの努力がされてきている。天竜川佐久間ダムの上昇する堆砂デルタ上流部の河床を低下させる方法は、洪水バイパスや洪水時に水位を低下して行なうフラッシング排砂を除くと掘削・運搬による他に現在のところ有効な方法はない。現在行われている湖外搬出、湖内移送および流水掃砂（流砂促進）の3つの対策に加え、貯水池上流部で毎年10万 $\text{m}^3$ 程度を掘削・搬出すれば、一次元河床変動計算等から、17年間のサイクルで洪水により上昇したデルタ上流部の河床高を元に戻す（上昇を抑制する）ことは可能のようである。また、この粗粒土砂（60%粒径が3mm程度の粗砂・砂礫）を何らかの方法で運搬し、下流河道に土砂還元する場合、下流河道の63年間の一次元河床変動計算結果より、1963年～2000年の最高河床高を上回らないという条件では秋葉ダム直下流に毎年3万 $\text{m}^3$ 程度、船明ダム直下流に毎年7万 $\text{m}^3$ 程度を還元することが可能と見られる。

さて、この下流河川土砂還元についてはその試みが全国数ダムで行われている。三春ダムや下久保ダムではダム下流河川で還元効果が関係者から評価されている。4年にわたって行われた天竜川秋葉ダム下流等への土砂供給試験では、ダム直下流河川を中心に各種調査が試みられたが、還元土砂量が限定されており、現時点ではその影響と効果の把握及び評価は困難であった。土砂還元の下流河川環境への影響は洪水による影響（自然の大攪乱）との和として把握される。洪水による河川環境への影響が解明されていないことに加え、洪水による影響自体にかなりのゆらぎがあると見られ、土砂還元の影響を取り出すのは容易ではない。一次元的な河床変動にしても数十年間の出水等による自然の変動の繰り返しのもとに積み重ねられた結果としてシミュレーションなどによりその差がようやく認識され評価される程度である。

一方、還元用仮置土の洪水による流下については各ダムとも平均年堆砂量の数%程度の還元用土砂量を仮置きしているにすぎないが、流砂技術の本質的部分でもある粒径構成、置き方、流れ方が今後、課題になってこよう。また、土砂還元コストも大きな課題である。貯砂ダム、搬出路およびストックヤード等の初期投資額に比べ、運搬費用は大きな負担になる。カプセルライナーやベルトコンベアーなどの機械設備の導入は検討さるべき事項であろうが、流出（堆積）土砂量に応じた対応が可能というトラック輸送の弾力性も十分認識されるべきであろう。

今後、適正な量と質の土砂供給であれば、流砂環境の回復が下流河川の河床変動や生物生息環境に大きな影響を与えず、かつ、その改善に役立つことを明らかにする必要がある、制御しやすい土砂還元試験によりそれを実証的に明らかにしていくことが重要である。引き続き還元試験が継続され、それが順応的管理として位置づけられることが期待される。その際、ダムから河川を通じて海岸に至る流域関係者が開かれた場で情報を共有しつつ河川還元の影響・効果を確認していくことが社会的な認知を受けるために不可欠なプロセスである。

なお、第3章で扱った掘削・搬出・下流土砂還元は極めて基本的な技術である。フラッシング排砂ではフラッシングによっても動かない土砂への補助技術となり、また、土砂バイパスでは美和ダム再開発事業でも見られるように微細粒土砂のみをバイパスし、それ以外は貯砂ダムで捕捉し搬出する計画において、砂利採取が行なわれない場合の代替技術になるものである。

第4章では、主としてゆるい細粒土砂を対象に、沈砂池、取水口まわり、デルタ肩付近など堆砂が集中しやすい領域もしくは別途集積した領域に適用する貯水池流砂技術について論じた。本研究の中での構成からは第3章が一度堆積すると容易に流れない粗粒土砂に対する技術を扱い、第5章は微細粒土砂に対し通過を促進する技術を論じている。第4章は堆積はするが貯水位の低下などにより貯水池内を移動する粒径の土砂を対象とし、第3章と第5章で論ずる土砂の中間的な粒径集団に対する流砂技術に関する研究となっている。

これに適用する技術としては、浚渫が砂利採取などに用いられていることは第3章でふれたが、多くのダムにとって浚渫は主に経済的な理由で貯水池流砂技術となっていない。本章では適用すべき貯水池流砂技術として、堆砂が集中する領域から水圧吸引土砂排除システムにより洪水時に排砂する手法の研究を進めた。本システムは貯水位を低下させずに、ダム貯水池が有する水位差を活用して、限定された領域から、小規模な量を恒久的に排出する有力な方法の一つであると考えられる。また、パイプを用いる点でも比較的取り扱いやすい方法である。

本章では、まず、本システムに関する従来の研究を概観し、その技術の特徴を整理した。水圧吸引土砂排除システムは土砂吸引部と下流側の土砂流送部に分けられる。土砂流送部は開発中のいくつかのタイプに共通する比較的低速で、ある程度の濃度の土砂混合管路流の問題として本研究成果を用い解析的に扱えよう。この部分の流送能力が少なくともシステム全体の流送機能の上限になる。土砂吸引部は開発中のいくつかのタイプを特徴付ける。その吸引機能は排砂管への吸入流と吸入流により掃流状もしくは浮遊状に吸引される土砂（堆砂）の特性によって定まると考えられる。解析的には扱い難く、実験的に機能を明らかにしていかざるを得ない。

次に、著者も開発に関与したマルチホールサクション排砂管を事例に、ある程度濃度が高い土砂混合管路流に対する水理モデルを組み立てた。それは、道上・小田の運動方程式に吸引部の運動量拡散による損失を加えた定常次元管路流水理モデルをもとにする。清水の管内流速度から始め、あらかじめ実験から求めておいた土砂混合流の管内速度と濃度の関係を用い、土砂混合流の流送損失をその管内速度と濃度から Kazanzkij 式により求める。その流送損失を用いて再度、先の水理モデルにより土砂混合流の管内流速を求め、収束するまで続けるというものである。

次に、排砂管土砂吸引部の外側の吸引される土砂の移動メカニズムを砂質土とシルト質土に分

けて論じた。水圧吸引土砂排除システムでは圧密が進んだ粘性土や摩耗の問題も生じやすい砂礫は避けるなど、対象とする堆砂の性状を限定することが実用的であると思われる。SY 工法はある程度圧密が進んだ粘性土を対象に開発されている。

また、広いエリアの土砂を吸引するための技術について論じ、固定式に対しては貯水池運用による排出対象土砂の再移動・集積の特性活用の可能性があること、平常時に移動式を活用することによる土砂集積と洪水時の固定式による排出の二段階排砂方式の実用性が高いことを述べた。

これらの土砂水理学的な考察の後、MHS 排砂管の排砂模型実験によりその吸砂、流送特性を確認した。その主な内容は次のとおりである。

- ①土砂吸引部排砂管上流端から注水し管内流速を大きくし、管内濃度を低下させる方法は、有効管長の延長、管内の閉塞回避に有効であった。
- ②ここで組み立てた定常水理モデルを用いて、土砂濃度がそれほど高くない状態であるが、排砂管内の流送現象をいくつかの定常状態の解により実用上十分に説明できた。
- ③管内流速とその土砂濃度の関係が実験により得られた。これがシステム全体の排砂機能を表す。
- ④吸砂口の開閉により有効管部分を移動して吸入可能範囲を線的に拡大することが可能である。
- ⑤吸砂口周辺での高圧水の噴射が周辺土砂の吸引促進に有効である。

この後、MHS 排砂管を設計する基本的な考え方を整理するとともに、ここで組み立てた考え方に基づく土砂混合流の解析結果をもとに、年間 3.5 万  $\text{m}^3$  の MHS 排砂管設備の概略の姿を描いた。

ところで水圧吸引土砂排除システムが対象とする土砂はゆるい細粒土砂である。天竜川佐久間ダムの場合、粒径 0.1mm から 1.0mm の細粒土砂は貯水池の中には沈降・堆積して存在するが、ダム下流の天竜川本川の河道の主要部分にはあまり存在しない。洪水によりそのほとんどは海まで流下し、河口周辺の海岸を構成する材料になることが海岸砂の粒径分布から伺われる。本システムが運転されるのは洪水流が洪水吐から放流されている時であり、濃度を希釈制御しつつ運転することになる。排出される細粒土砂が河道をほとんど通過するのであれば、河川環境上の課題は主として水質（DO、SS 濃度、水温等）になると考えられる。

また、今後の課題として、集砂の確実性、対象とする堆積土砂の適用範囲の確認、高濃度になる場合の対応、放流部の水質観測と水質制御システムの確立、現地での適用性確認のための実験方法の具体化等を整理した。

**第 5 章**では流入、堆積土砂量の大半を占める微細粒土砂の貯水池内挙動とその通過促進技術について検討を進めた。

本章ではまず、微細粒土砂の流砂系における移動特性について、これまで得られてきた知見を整理した。洪水とともに流入する大量の微細粒土砂は貯水池の洪水時の回転率がかなりの影響をもつ捕捉特性により相当量が捕捉される。通過した微細粒土砂はごく一部を除き洪水とともに流下し、天竜川の場合には河道や河口周辺の海岸の主要部分にはほとんど存在しない。

次に、微細粒土砂の貯水池内挙動を把握するため、美和ダムを対象に一方向多層流モデル（鉛直二次元流動モデル）を用いて解析をした。このモデルは、元来、水質解析のために開発されたものであり、沈降量までは表現できるが、貯水位低下に伴う再移動や巻き上げを表現できていな

い。しかし、微細粒土砂の混合状態での通過を検討するには十分適用可能であることが確認された。濁水密度流や貯水池内河床の変動を伴う流動を表現するモデルの実用化は今後の課題である。

次に、このモデルによる解析を含め、微細粒土砂の通過を促進し、捕捉率を低下させる対策を検討した。その結果は次のようにまとめることができる。

①洪水放流設備を低位標高に設置した場合の土砂通過促進効果を上記モデルによって算出した。

貯水位を低下させずに、洪水放流設備を低位標高に設置するだけではこれまで得られている捕捉率を大幅に低下させることはできないが、低位標高の高濃度 SS を放流でき、微細粒土砂の通過をある程度促進できる。

②濁水密度流の発生の条件、流動機構等について明らかにすることが前提となるが、ダム竣工直後から低位標高洪水吐を運用することは濁水密度流の発生、誘導になんらかの効果を持つケースも考えられ、底泥を巻き上げ、SS 濃度を高める技術などと合わせ、濁水密度流排砂への展開につながる可能性が考えられる。

③片桐ダムのカーテンウォールによる高濃度低層流の放流方式は、この規模のダムでは有効な方法である。

これらの検討を経て、「現在のところ微細粒土砂を、貯水位を低下させずに大量にかつ確実に通過させる適切な技術はスルーシングや土砂バイパスを除くと見当たらない。当面は洪水吐を可能な限り低位に設け、ダム竣工直後からなるべく頻繁に運用することが堰堤直上流の密度流堆積層部分の堆砂の進行を遅らせ、濁水密度流排砂など今後開発される技術の活用へつなげることが期待できる。」という見解に達した。このため、ある程度貯水位の低下もやむを得ないという立場に立ち、わが国のダムで既に土砂ルーティングが活用されている又は検討されている事例に、海外の土砂ルーティングの事例も加え、土砂ルーティングの効果を明らかにするとともに、土砂ルーティングによる流砂技術の展開について論ずることとした。

まず、古くは、現在も活用されている神戸市布引ダムに竣工 8 年後の 1908 年に放水路隧道が設置され堆砂の進行を遅らせることに大きな役割をはたしたこと、中国や台湾では 1950 年代から洪水期に水位を低下させる土砂スルーシングに力を入れていることにふれた。近年、わが国では、洪水前の予備放流により貯水位を低下させ、低標高に設置した排砂ゲートから土砂をスルーシングさせる発電ダムの例、貯水位を下げてデルタ肩付近から土砂を部分区間バイパスにより迂回させる構想、また、元河床高に洪水放流設備を設置し、通年、土砂をスルーシングさせる洪水調節専用ダムが建設されるようになったことなどを概観した。

そしてこれらを通じ、多目的ダムの究極の堆砂対策としては流出土砂量が多い本川には通年土砂スルーシング方式を採用した洪水調節専用ダムを設け、流出土砂が少ない支川または派川に河道外貯留する方式の利水ダムを設け、合わせて分離型多目的ダムとすることが考えられるとした。ライフサイクルコスト分析からも流出土砂がある程度多いダムでは、200 年以上の長期的な持続的利用を想定すればこの方式の有利性が指摘できる。

土砂ルーティングとそれに伴う貯水位の低下は下流河川を自然の流況及び自然の土砂流送形態をある程度保つことなどが可能になる。即ち、土砂ルーティングとそれに伴う貯水位の低下は貯水池及び下流河川を環境を総合的により自然に近いものにしていく可能性が高い。これを実現す



るには貯水の効用の発現を少し控え、流水を土砂の通過促進に回すことが必要になる。これらの課題を解決していくことが、ダム貯水池の持続的な利用を可能とすることになる。

本研究は下流河川に土砂を流すダム貯水池土砂管理に資することを目指すものである。本論文ではすでに実用化されているフラッシング排砂と全区間土砂バイパスは年数十万 $\text{m}^3$ という大量の対象土砂量の場合に優位な方法であるとし、本論文の主たるテーマをそれより小さい中小規模の土砂量を対象とする方法として論じた。

図-6.1 ではまず、ダム貯水池へ流入する土砂を例えば全量が捕捉される「粗粒土砂」、貯水池に捕捉される土砂のうち通常の貯水位運用により移動しやすい「細粒土砂」、一部は通過し残る部分が捕捉される「微細粒土砂」の3粒径集団に分けた。次に、流砂のための貯水池運用方針を貯水位の低下の程度によって「低下せず」、「部分低下」及び「完全低下」と分けた。粒径集団の別と貯水位の低下の程度の組み合わせにより、図-6.1のようにダム貯水池流砂技術を位置づけ、それぞれ議論してきた技術の関連性から対策拡充の方向を矢印で示した。

本研究では各粒径集団別に次に示すように、ダム貯水池流砂技術を組み合わせて適用し、また、流入土砂量と堆砂量の動向次第でそれら流砂技術を段階的に拡充展開していく土砂管理計画を提案した。第3章から第5章における研究を通じ、それらの技術の実用性に対する見通しと課題を整理することができた。

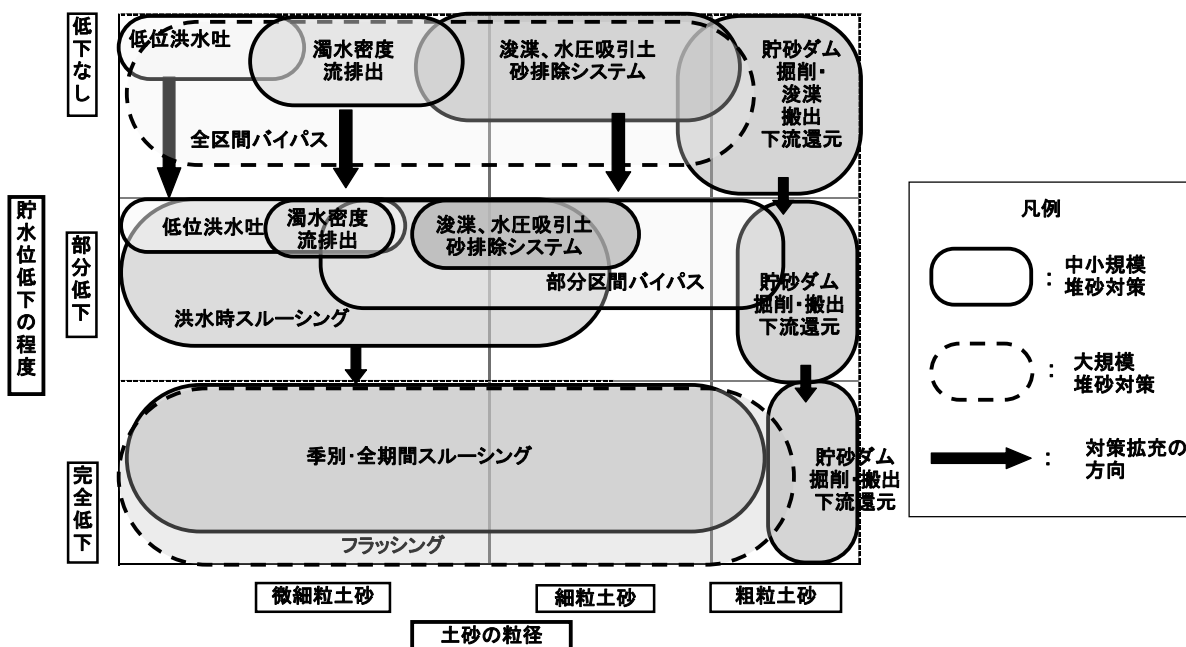


図-6.1 流入土砂粒径と貯水位の低下に応じた貯水池流砂技術とその展開概念図

対象土砂 粒径集団	対策の方針	第1段階	第2段階	第3段階	第4段階
		ダム新設～30年	30～60年	60～100年	100年～
粗粒土砂	貯水池内で捕捉し、下流河川に還元する	貯砂ダム掘削又は浚渫搬出下流河川還元			
細粒土砂	土砂の集まる又は土砂を集積するエリアからダム下流に排出する			水圧吸引土砂排除システム	水位を下げて部分区間バイパス
微細粒土砂	通過させる	低位洪水吐による排出	濁水密度流排出		水位を下げてスルーシング

図-6.2 粒径集団別ダム貯水池流砂技術の組合せと拡充の考え方の一例

- ①粗粒土砂は貯砂ダムを設置し、掘削・搬出し、「有効利用」から「下流河川還元」へ展開する。
- ②細粒土砂は「浚渫と浚渫土砂の有効利用」から、「なるべく貯水池内を流下させ、堆積が集中するまたはさせる区域で、水圧吸引土砂排除システムなどにより下流河川へ排出」へ、さらに堆積土砂量が多くなった場合には水位を下げて部分区間バイパスへ展開する。
- ③微細粒土砂は「低位洪水吐」により洪水流とともに通過させる。操作方法を検討し「濁水密度流排出」につなげる。さらに堆積土砂量が多くなった場合には水位を下げてスルーシングへ展開する。

なお、図-6.2 は堆砂の進行に応じた流す堆砂対策の組み合わせと拡充の土砂管理計画の一例である。ダム竣工から100年を越える時期に至るまでの対策シナリオとも言えよう。

また、環境面からは、広く関係者に開かれた場で、あらかじめ土砂を流下させることによる影響を想定し、「試験しながら、検証し、技術的にも発展を遂げる」という順応的管理を取り入れていくことがこれからの堆砂対策の主要な柱となる。

以上、本研究において得られた主要な成果について概括した。この研究が、貯水池堆砂対策を進めていく一助になるところがあれば、著者の望外の喜びとするものである。

## 謝

## 辞

最後に、本研究を遂行するにあたり、終始懇切丁寧なご指導を賜りました京都大学防災研究所教授池淵周一先生に深甚なる謝意を表します。また、京都大学防災研究所教授中川 一先生ならびに京都大学大学院工学研究科助教授角 哲也先生には惜しめないご指導と有益なご助言を数多くいただきました。ここに心より感謝申し上げます。

私がこの研究を進める原点は1982年頃、当時の建設省中部地方建設局において天竜川の泰阜ダム堆砂問題と飯田市川路・龍江・竜丘地区の治水対策に関与したことであります。京都大学名誉教授芦田和男先生にはその当時から現在に至るまで暖かいご指導をいただきました。また、その件で一緒に仕事をした同僚の九津見生哲氏には、その後もしばしばご助言をいただきました。改めて感謝の意を表します。

その後、全国のダム堆砂対策技術や制度を研究する機会を経て、1998年頃から天竜川佐久間ダムの堆砂対策に関与することになり、2001年頃から本研究に着手しました。この間、京都大学名誉教授赤井浩一先生、同じく足立紀尚先生、(財)ダム水源地環境整備センター理事長加藤 昭氏には常に励ましのお言葉をいただきました。また、国土交通省中部地方整備局三峰川総合開発工事事務所前所長横森源治氏、同じく現所長榎村康史氏、同じく天竜川ダム統合管理事務所前所長山元 弘氏、同じく浜松河川道路事務所前副所長菊井幹男氏、同じく長島ダム工事事務所元所長仁木兼二氏には資料提供の便宜をおはかりいただくとともに貴重なご意見をいただきました。

さらに、(財)ダム水源地環境整備センターで一緒に仕事をした高柳淳二、安田佳哉、名波義昭、藤井隆弘、金村秀敏、森 耕司、安藤明宏、田中則和、梅田 信の各氏、有限責任中間法人ダム水源地土砂対策技術研究会の俣野文孝、関本恒浩、片山裕之、田島芳満の各氏および(株)建設技術研究所の石田裕哉、東海林光、高田康史の各氏とはしばしば有益なご討議をいただきました。それ以外にも、多くの方々からご支援・ご協力をいただいております。

関係の皆様は心より御礼申し上げます。